

ESTRATÉGIAS DE MICRORREGULAÇÃO EM INTERSEÇÕES CONTROLADAS POR SINAIS LUMINOSOS

NUNO MIGUEL DE ALMEIDA E QUELHAS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM VIAS DE COMUNICAÇÃO

Orientador: Professor Doutor José Pedro Maia Pimentel Tavares

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha cadela Kyra

“Viva como se fosse morrer amanhã. Aprenda como se fosse viver para sempre.”

Mahatma Gandhi

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor José Pedro Maia Pimentel Tavares o meu profundo agradecimento pelos conhecimentos transmitidos durante as aulas de Circulação e Transportes 2 e pelo apoio que ofereceu nas situações de dúvida na elaboração deste trabalho.

Aos professores da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por me fornecerem os conhecimentos necessários para ter sucesso profissional.

À minha namorada Sílvia Queirós e ao Mico pela companhia e por me darem força e me ensinarem a enfrentar dias menos bons com um sorriso.

Aos meus pais que desde o berço contribuíram para o meu crescimento como ser humano e para a minha formação e me proporcionaram tudo o que se pode exigir.

Ao meu irmão pela incondicional presença e apoio e por me ensinar a enfrentar as adversidades.

A toda a minha família pela presença ao longo da minha vida.

A todos os meus amigos, agradeço por todos os momentos que passamos juntos.

RESUMO

Com o aumento exponencial do uso do transporte rodoviário, particularmente do individual, como meio de transporte nas últimas décadas, tem surgido uma crescente preocupação em garantir aceitáveis níveis de condições de circulação não só desse meio de transporte como dos peões, visto que em certa parte do sistema ambos se realizam nos mesmos locais e como tal é necessário garantir uma compatibilidade tal que permita que ambos os meios de deslocação se executem não só com a maior fluidez possível como com um elevado nível de segurança. É nos meios urbanos que esta situação é mais notória, devido à maior quantidade de infraestruturas que propenciam uma concentração superior da população e, consequentemente, a necessidade de meios de transporte. Portanto é nas zonas urbanas que se verifica uma maior necessidade de criar uma compatibilidade de movimentos.

Em resposta a esta situação surgem os sinais luminosos como meio de controlo do tráfego nas interseções, que permite canalizar e controlar no espaço e no tempo os fluxos do tráfego rodoviário e pedonal, garantindo níveis de segurança e de fluidez muito superiores aos existentes previamente. Desde então que se tem criado e aprimorado técnicas de regulação do trânsito que apresentam uma crescente eficiência nesse controlo.

Neste sentido surge este trabalho, com o intuito de apresentar uma breve nota histórica da evolução dos sinais luminosos e esclarecer o melhor possível os conceitos base da microrregulação dos sinais luminosos, clarificando alguns dos métodos utilizados para a solução da dificuldade que é regular no tempo os sinais luminosos de modo a satisfazer, de forma ótima, as necessidades dos utilizadores das interseções. Para tal é estudado uma interseção inserida em zona urbana aplicando os métodos indicados juntamente com técnicas de microrregulação atuais de modo a criar uma solução otimizada de sinais luminosos.

PALAVRAS-CHAVE: Interseção, semáforo, tráfego, microrregulação, indicador de desempenho.

ABSTRACT

With the exponential increase in the use of the road transport, particularly the individual one, as a means of transportation in the last decades, it has emerged a growing concern to ensure acceptable levels of traffic conditions not only of that means of transport but also for pedestrians, as in some part of the system both are present in the same places and as such it is necessary to ensure a compatibility such that it allows both the means of transport to be executed not only with the best fluidity possible but also with a high level of safety. It's in the urban areas that this situation is most notorious, due to the bigger quantity of infrastructures that provide a higher population concentrations and, as such, the need for means of transport. So it is in the urban areas that arises a bigger necessity to create a compatibility of movements.

In response to this situation the traffic lights emerge as a means of traffic control in intersections, allowing to channel and control both in space and time the traffic and pedestrian flow, allowing much higher levels of safety and fluidity than before. Since then it has been created and improved traffic regulation techniques that present themselves with a rising efficiency in that control.

In this sense comes this paper, with the purpose to present a brief historical note of the traffic lights evolution and explain as best as possible the base concepts behind traffic lights micro-regulation, clarifying some of the methods used to solve the problem that is the traffic lights regulation to satisfy, in an optimal way, the intersection users necessities. As such, it is studied and intersection inserted in an urban area applying the referred methods along with micro-regulation techniques so to create an optimized traffic lights solution.

PALAVRAS-CHAVE: Intersection, traffic light, traffic, micro-regulation, performance indicator.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1.INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DE ESTUDO E ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2. OBJETIVO DO TRABALHO	3
1.3. ESTRUTURAÇÃO E CONTEÚDOS DO TRABALHO	3

2.ENQUADRAMENTO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. MOVIMENTOS DIRECIONAIS / CORRENTES DE TRÁFEGO	5
2.3. CONFIGURAÇÃO DOS SINAIS LUMINOSOS.....	6
2.4. PLANO DE REGULAÇÃO	7
2.4.1. FASE	7
2.4.2. CICLO	7
2.4.3. PERÍODO DE TRANSIÇÃO ENTRE FASES (INTERVERDE)	7
2.4.3.1. Tempo de amarelo.....	7
2.4.3.2. Tempo de limpeza	8
2.5. PROCURA	8
2.5.1. TÉCNICAS DE CONTAGEM DE VEÍCULOS	9
2.5.2. PERÍODO DE ANÁLISE	9
2.6. RITMO DE PARTIDAS DOS VEÍCULOS	10
2.7. DÉBITO DE SATURAÇÃO	11
2.7.1. DÉBITO DE SATURAÇÃO PRÁTICO	11
2.7.2. DÉBITO DE SATURAÇÃO ESTIMADO.....	13
2.7.2.1. Largura da via (f_w)	13
2.7.2.2. Declive da via (f_i).....	14
2.7.2.3. Localização da interseção (f_z)	14
2.7.2.4. Localização da via (f_p).....	14
2.7.2.5. Composição da corrente de tráfego (f_t)	14

2.7.2.6. Mudanças de direção (<i>fd</i>)	15
2.7.3. DÉBITO DE CORRENTE DE TRÁFEGO SEM OPOSIÇÃO EM VIA PARTILHADA	15
2.7.4. DÉBITO DE CORRENTE DE TRÁFEGO COM OPOSIÇÃO EM VIA EXCLUSIVA	15
2.8. CONFLITOS	17
2.9. CAPACIDADE	19
2.10. GRAU DE SATURAÇÃO	19
2.11. QUALIDADE E NÍVEL DE SERVIÇO	20
2.12. INDICADORES DE DESEMPENHO	20
2.12.1. CAPACIDADE DE RESERVA	20
2.12.2. ATRASO.....	21
2.12.3. FILA DE ESPERA	22

3. SINAIS LUMINOSOS DE TEMPOS FIXOS..... 23

3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2. MÉTODO DE WEBSTER	23
3.3. MÉTODO AUSTRALIANO ADAPTADO	26
3.4. O TRATAMENTO DAS VIRAGENS À ESQUERDA	29
3.4.1. VIRAGENS À ESQUERDA SEM TRATAMENTO	30
3.4.2. VIRAGENS À ESQUERDA COM REDUÇÃO DO TEMPO DE VERDE DA CORRENTE DE OPOSIÇÃO	30
3.4.3. VIRAGENS À ESQUERDA COM FASE EXCLUSIVA	31
3.5. O ESTUDO DOS PEÕES	31
3.6. ESTRATÉGIAS DE APOIO AOS TRANSPORTES COLETIVOS	32
3.7. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO	33

4. SINAIS LUMINOSOS DE COMANDO ATUADO..... 35

4.1. INTRODUÇÃO	35
4.2. VARIAÇÃO EM TEMPO REAL DA DURAÇÃO DAS FASES	35
4.3. ATIVAÇÃO SELETIVA DAS FASES	37
4.4. SOLUÇÃO SEMIATUADA COM ATIVAÇÃO E EXTENSÃO DINÂMICA DA FASE SECUNDÁRIA	37
4.5. SOLUÇÃO ATUADA COM ATIVAÇÃO E EXTENSÃO DINÂMICA DAS FASES	38
4.6. SOLUÇÃO ATUADA COM FASE DE ESPERA PARA PERÍODOS MORTOS	39
4.7. SOLUÇÃO SEMIATUADA COM FASE ESPECIAL PARA AS VIRAGENS À ESQUERDA	40
4.8. SOLUÇÃO COM ATIVAÇÃO DINÂMICA DE FASE PEDONAL	41

4.9. ESTRATÉGIAS DEDICADAS A SITUAÇÕES ESPECÍFICAS	42
4.9.1. ESTRATÉGIAS ANTIBLOQUEIO	42
4.9.2. ESTRATÉGIAS DE ATRIBUIÇÃO DE PRIORIDADE A VEÍCULOS PRIORITÁRIOS	43
4.10. SISTEMAS DE CONTROLO INTELIGENTE	44

5. ESTUDO DE CASO

5.1. INTERSEÇÃO A ESTUDAR.....	45
5.2. GEOMETRIA DA INTERSEÇÃO	45
5.3. RECOLHA DE DADOS	46
5.4. TEMPOS DE VERDE MÁXIMO	48
5.4.1. DEFINIÇÃO DAS CORRENTES	48
5.4.2. DÉBITOS DE SATURAÇÃO TEÓRICOS.....	48
5.4.3. ESQUEMA DE FASES	49
5.4.4. APLICAÇÃO DO MÉTODO AUSTRALIANO ADAPTADO	51
5.4.4.1. Período de 8:30-9:30h.....	51
5.4.4.2. Período de 17:30-18:30h	53
5.4.4.3. Apreciação dos resultados da regulação por tempos fixos	54
5.5. SIMULAÇÃO COM <i>SOFTWARE PTV VISSIM</i>	54
5.5.1. PROGRAMAÇÃO DO PLANO DE REGULAÇÃO	56
5.5.2. RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES	58
5.5.3. UMA ABORDAGEM ALTERNATIVA: EXTENSÃO DAS CORRENTES PEDONAIS	59
5.5.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	60
5.5.5. DIAGRAMA DE VERDES	61
5.6. EQUIPAMENTOS E ORÇAMENTO	62
5.6.1. SENSOR TIPO ESPIRA	62
5.6.2. SENSOR TIPO TAPETE	62
5.6.3. CONTROLADOR	62
5.6.4. LOCALIZAÇÃO DOS NOVOS EQUIPAMENTOS.....	64
5.6.5. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL	65

6. CONCLUSÃO

6.1. APRECIAÇÃO DO ESTUDO DESENVOLVIDO	67
6.2. PERSPETIVAS FUTURAS	68

BIBLIOGRAFIA 69

ANEXOS 71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Exemplos de correntes de tráfego (adaptado de Costa <i>et al</i> (2008)).....	6
Figura 2.2: Semáforo em coluna vertical.....	6
Figura 2.3: Semáforo em báculo.....	7
Figura 2.4: Abordagens segundo o HCM (2010) (Gonçalves, (2013)).....	10
Figura 2.5: Exemplo de ritmo de partidas de veículos (Costa <i>et al</i> (2008))	11
Figura 2.6: Débito de saturação de corrente com oposição em via exclusiva (Costa <i>et al</i> (2008)).....	16
Figura 2.7: Manobra de divergência (Macedo (2005)).....	17
Figura 2.8: Manobra de convergência (Macedo (2005)).....	18
Figura 2.9: Manobra de entrecruzamento (Macedo (2005))	18
Figura 2.10: Manobra de atravessamento (Macedo (2005)).....	18
Figura 2.11: Tipos de conflito (Costa <i>et al</i> (2008))	19
Figura 3.1: Exemplo das fases de uma interseção (Costa <i>et al</i> (2008))	27
Figura 3.2: Rede de circuitos críticos da interseção (Costa <i>et al</i> (2008)).....	27
Figura 3.3: Solução com interrupção do corredor BUS (Costa <i>et al</i> (2008)).....	33
Figura 4.1: Exemplos de variação dinâmica das fases (Costa <i>et al</i> (2008))	36
Figura 4.2: Solução semiatuada com ativação e extensão dinâmica da fase secundária (Costa <i>et al</i> (2008))	38
Figura 4.3: Exemplo de solução atuada com ativação e extensão dinâmica das fases (Costa <i>et al</i> (2008))	39
Figura 4.4: Exemplo de solução atuada com fase de espera para períodos mortos (Costa <i>et al</i> (2008))	40
Figura 4.5: Exemplo de solução semiatuada com fase especial para viragens à esquerda (Costa <i>et al</i> (2008))	41
Figura 4.6: Exemplo de solução com ativação dinâmica de fase pedonal (Costa <i>et al</i> (2008))	42
Figura 4.7: Exemplo de estratégia antibloqueio (Costa <i>et al</i> (2008))	43
Figura 4.8: Exemplo de implementação de detetor de cauda em acessos congestionados (Costa <i>et al</i> (2008))	43
Figura 5.1: Interseção em estudo (Google Maps 2016)	45

Figura 5.2: Esquema da interseção em estudo	46
Figura 5.3: Esquema de contagens	47
Figura 5.4: Esquema da fase A.....	50
Figura 5.5: Esquema da fase B.....	50
Figura 5.6: Esquema da fase C.....	51
Figura 5.7: Rede de circuitos críticos	51
Figura 5.8: Interface <i>software PTV Vissim</i>	55
Figura 5.9: Diagrama de verdes: Situação com chamada de todas as correntes e sem extensão das correntes FEP	61
Figura 5.10: Ilustração do funcionamento do sensor tipo espira (Xavier (2008))	62
Figura 5.11: Sensor tipo tapete (Google Images 2016)	62
Figura 5.12: Exemplo de um controlador (<i>website:faroldesinalizacao</i>)	63
Figura 5.13: Localização dos novos equipamentos no terreno.....	64

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Exemplo de medição do débito de saturação (adaptado de Costa <i>et al</i> (2008))	12
Tabela 2.2: Coeficientes de equivalência dos veículos (adaptado de Costa <i>et al</i> , (2008))	... 15
Tabela 2.3: Níveis de serviço em função do atraso médio (adaptado de HCM (2010)) 21
Tabela 5.1: Contagens totais período da manhã.....	47
Tabela 5.2: Contagens totais período da tarde	47
Tabela 5.3: Débitos de saturação teóricos período 8:30-9:30h	49
Tabela 5.4: Débitos de saturação teóricos período 17:30-18:30h	49
Tabela 5.5: Tempos necessários para cada corrente período 8:30-9:30h.....	52
Tabela 5.6: Confirmação do circuito crítico período 8:30-9:30h	52
Tabela 5.7: Tempos de verde das correntes críticas período 8:30-9:30h	53
Tabela 5.8: Tempo necessário para cada corrente período 17:30-18:30h	53
Tabela 5.9: Confirmação do circuito crítico período 17:30-18:30h.....	54
Tabela 5.10: Tempos de verde período 17:30-18:30h.....	54
Tabela 5.11: Excerto da tabela de simulações: Atrasos mínimos para a corrente FEP	58
Tabela 5.12: Excerto da tabela de simulações: Atrasos mínimos para a corrente FEUP Direita.	58
Tabela 5.13: Excerto tabela de simulações: Atrasos mínimos globais.	59
Tabela 5.14: Simulações com extensão das correntes pedonais	59
Tabela 5.15: Estimativa orçamental	59

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_i - Tempo de amarelo após o verde da fase i (s)

C - Duração do ciclo (s)

C_{max} - Duração do ciclo máximo (s)

C_{min} - Duração do ciclo mínimo (s)

C_o - Duração do ciclo ótimo (s)

d - Atraso médio por veículo (s)

d_l - Distância entre a linha de paragem do movimento que inicia e o ponto de conflito (m)

d_T - Distância entre a linha de paragem do movimento que termina e o ponto de conflito (m)

d_v - Comprimento típico dos veículos (m)

E_i - Coeficiente de equivalência dos veículos da classe i

f_d - Fator de ajustamento devido à mudança de direção

f_i - Fator de ajustamento devido ao declive da via

f_p - Fator de ajustamento devido à localização da via

f_t - Fator de ajustamento devido à composição do tráfego

f_w - Fator de ajustamento devido à largura da via

f_z - Fator de ajustamento devido à localização da interseção

g - Tempo de verde útil (s)

G_i - Tempo de verde real (s)

g_i - Duração do verde útil da corrente i (s)

g_{op} - Duração do verde útil da corrente prioritária (s)

g_u - Tempo de verde não saturado da corrente prioritária (s)

h - Redução no tempo de verde (s)

i - Inclinação longitudinal

I - Tempo de interverde (s)

I_{cj} - Tempo de interverde da corrente crítica j (s)

L - Tempo perdido por ciclo (s)

L_c - Comprimento máximo da via curta (m)

l_i - Tempo perdido na fase i , devido ao tempo perdido no arranque e tempo adicional de passagem (s)

n_e - Número de veículos que em cada ciclo pretende virar à esquerda

n_f - Número de partidas após o fim de verde

$n_{m\acute{a}x}$ - Número máximo de veículos em tempo de espera
 n_u - Número de veículos que podem beneficiar dos intervalos de tempos aceitáveis na corrente oposta
 n_s - Capacidade de *Stockagem*
 N_o - Número de veículos que ficam retidos após o verde
 N_4 - Número de ciclos com tempo de saturação superior a 10 segundos
 p_i - Proporção de veículos da classe i
 P_i - Proporção do movimento i
 Q - Capacidade (veic/h)
 q - Débito de chegada (veic/h)
 q_e - Débito de viragens à esquerda (veic/h)
 q_{ji} - Débito de chegadas da corrente de tráfego j a avançar na fase i (veic/h)
 q_{op} - Débito de chegada da corrente prioritária (veic/h)
 $\left(\frac{q}{s}\right)_{op}$ - Quociente entre débito de chegadas e débito de saturação da corrente de oposição
 Q_r - Capacidade de reserva (veic/h)
 r_i - Tempo de vermelho integral entre a fase i e a $i+1$ (s)
 s - Débito de saturação (veic/h)
 s_i - Débito de saturação da corrente i (veic/h)
 s_{ji} - Débito de saturação da corrente de tráfego j a avançar na fase i (veic/h)
 s_{op} - Débito de saturação da corrente prioritária (veic/h)
 s_u - Débito de saturação da corrente não prioritária durante o tempo g_u (veic/h)
 t - Tempo necessário para cada corrente (s)
 $tl_{T,I}$ - Tempo de limpeza entre as correntes T e I (s)
 T_f - Período de tempo em que existe o débito q (h)
 u - Proporção de verde útil
 v_I - Velocidade do veículo ou peão que inicia o movimento (m/s)
 v_T - Velocidade do veículo ou peão que termina o movimento (m/s)
 x - Grau de saturação
 X_2 - Número total de veículos no período inicial (veic)
 X_4 - Tempo total de verde saturado (s)
 Y - Índice de carga da interseção
 y_{ci} - Índice de carga da corrente de tráfego j
 y_i - Índice de carga da fase i (Webster)

y_i - Índice de carga da corrente i (Método Australiano Adaptado)

y_{cj} - Índice de carga da corrente crítica j

α - Intervalo de aceitação crítico (s)

β - Intervalo mínimo entre partidas de veículos não prioritários (s)

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade Porto

FEP - Faculdade de Economia do Porto

HCM - *Highway Capacity Manual*

TP - Transportes públicos

U.v.l. - Unidade veículo ligeiro

Veic. - Veículo

Veic./h - Veículos por hora

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DE ESTUDO E ENQUADRAMENTO GERAL

Com a evolução da infraestrutura rodoviária tornou-se cada vez mais relevante criar métodos de gestão de tráfego progressivamente mais eficientes de modo a assegurar valores considerados aceitáveis tanto na vertente do nível de segurança rodoviária como das condições de circulação. Estas características têm especial relevância na zona de interseções de nível, geralmente cruzamentos ou entroncamento, visto existir um maior número e variedade de movimentos a ocorrer em simultâneo e que necessitam ser fortemente controlados devido ao nível de perigosidade dos conflitos inerentes. Este problema torna-se mais relevante à medida que os volumes circulantes aumentam e, consequentemente, o risco de colisão, e como tal deixa de ser suficiente o controlo do tráfego através de medidas espaciais como o desenho geométrico e orientação dos fluxos ou aplicação das regras de prioridade.

Desta forma surgiu o problema de criar um instrumento de regulação do tráfego ao nível das intersecções, que mais tarde se resolveu com a sinalização luminosa, os conhecidos semáforos, que surgiram como uma solução com custos de instalação relativamente baixos e apresentando uma eficácia elevada, regulando o fluxo rodoviário não só a nível espacial como temporal, controlando os períodos em que se permite o avanço de determinadas correntes de tráfego e se impede as restantes de uma forma otimizada, reduzindo substancialmente os pontos de conflito inerentes do atravessamento das trajetórias em locais de cruzamento.

A origem do sinal luminoso como instrumento de regulação do tráfego tem origem em Londres, no séc. XIX. Em 1865 surgiu a preocupação com a segurança dos peões a realizar atravessamentos devido ao aumento do tráfego nas vias, que na altura se realizava com recurso a cavalos. Foi nessa altura então que um engenheiro ferroviário chamado John Peake Knight redesenhou o sistema utilizado nas ferrovias de modo a aplicar nas rodovias. A proposta consistia num dispositivo que era controlado manualmente: um poste vertical que continha dois braços que permitia duas posições, horizontal para indicar a obrigatoriedade de paragem e descaído a 45° para indicar a passagem com cuidado. Durante a noite, devido à dificuldade de visualização dos referidos braços, a sinalização era feita com recurso a uma luz a gás instalada no topo do poste, em que a luz vermelha significava paragem e a luz verde passagem com cuidado. Esta proposta foi aceite e implementada a 10 de dezembro de 1868, no cruzamento entre Great George Street e Bridge Street. Infelizmente demorou apenas um mês para que uma das luzes noturnas vertesse gás o que criou uma explosão que feriu gravemente o seu manobrador, levando ao imediato abandono deste dispositivo.

Foi apenas em 1912, em Paris, que se criou a primeira torre de controlo de tráfego, colocada entre as ruas Montmartre e Grand Boulevard, que consistia numa torre controlada manualmente por uma polícia que rodava uma caixa metálica quadrada com as palavras *Stop* escritas a vermelho e *Go* a branco. Este

conceito seria a origem da primeira torre com semáforos de três cores, criada em Detroit em 1920 pelo polícia William Potts. Devido à exigência de manobreadores este tipo de sinal tornava-se dispendioso, o que provocou um estudo de alternativas para manobrar os dispositivos. Bastou apenas dois anos para que a empresa Crowse Hinds aplicasse temporizadores às suas torres de sinais luminosos, o que permitiu uma enorme redução da mão de obra, p.e., só em Nova Iorque o número de manobreadores foi reduzido de seis mil para aproximadamente quinhentos, o que permitiu uma economia de aproximadamente doze milhões e quinhentos mil dólares (\$12.500.000). No entanto, mesmo com a poupança referida, as torres de controlo acabariam por ser abandonadas em 1930 devido ao elevado espaço ocupado pelas mesmas e pela pouca visibilidade dos semáforos. Com a grande variedade de soluções criadas para sinalizar as interseções surgiu o problema de uniformização dos sinais para evitar confusão nos condutores pois estes poderiam atravessar dois cruzamentos adjacentes e encontrar sinalizações diferentes em cada um. Como solução para este problema surgiu *The Manual on Uniform Traffic Control Devices*, criado pela *Federal Highway Administration* em 1935 com o objetivo de homogeneizar as soluções disponíveis para sinalização nas interseções.

Mesmo após a aplicação dos sinais luminosos como instrumento de regulação do tráfego nas interseções continuou a existir o problema da regulação ao longo do tempo. Inicialmente a regulação era realizada em tempos fixos, i.e., o ciclo dos sinais era constante, oferecendo o mesmo intervalo de passagem independentemente da hora. Visto que os sinais eram definidos para regular as interseções no período de maior procura, considerava-se que essa regulação seria deficiente em períodos de tráfego reduzido pois provocaria demoras excessivas aos condutores. A primeira solução a este problema surgiu com uma regulação tendo em conta a existência de uma certa homogeneidade nos volumes circulantes em certos períodos de tempo, como as horas de ponta da manhã e da tarde ou as horas noturnas. Criou-se assim um programa de regulação que, embora não otimizado, respondia satisfatoriamente às flutuações diárias dos volumes circulantes. No entanto, aliado a este ‘novo’ sistema de regulação surgem novos problemas, traduzidos na dificuldade de criar planos suficientes que tivessem em consideração todas as flutuações dos volumes ao longo do tempo em dias diferentes e ao longo da vida útil da infraestrutura, obrigando a calibrações periódicas que obrigatoriamente resultam em maiores custos.

A resposta a estas variações nos volumes só pode ser respondida satisfatoriamente se existir uma constante recolha em tempo real dos dados relativos ao tráfego. Com este objetivo presente investigou-se um novo sistema de regulação dos sinais luminosos atuados pelo tráfego, adaptando os tempos de verde aos volumes existentes mas tendo sempre em conta limites mínimos e máximos. Para que este sistema se materialize é necessário a colocação de sensores que detetem a presença de veículos ou peões e transmita essa informação de modo a adotar soluções viáveis para a situação existente nesse momento. Como facilmente se entende, este tipo de regulação torna todo o sistema mais caro embora muito mais eficiente. Chega-se então ao problema final que se apresenta: colocar um sistema mais barato mas menos eficiente ou um mais caro e mais eficiente. De um modo geral o sistema de intervalos fixos apresenta uma eficiência aceitável para volumes circulantes reduzidos ou muito elevados em que as flutuações são diminutas e o sistema de regulação atuado pelo tráfego em locais com volumes elevados que apresentem elevadas flutuações de volumes, normalmente em zonas urbanas.

Atualmente já é possível o dimensionamento dos sinais luminosos nas interseções aplicando a regulação atuada pelo tráfego que se realiza em tempo real com um conjunto de técnicas de microrregulação específicas à geometria ou tipo de tráfego existente na interseção e que pretende melhorar as condições de circulação neste, promovendo um conjunto variado de soluções tendo em conta o objetivo pretendido que pode envolver, simultaneamente com a otimização da circulação no cruzamento, soluções de apoio aos transportes coletivos, atribuição de prioridade a veículos prioritários, entre outros.

1.2. OBJETIVO DO TRABALHO

O presente trabalho tem como objetivo o estudo de uma interseção real inserida na infraestrutura rodoviária da cidade do Porto de forma a obter uma quantificação do desempenho da mesma e verificação da necessidade de uma intervenção a nível dos sinais luminosos existentes através da aplicação de estratégias de microrregulação atuais.

1.3. ESTRUTURAÇÃO E CONTEÚDOS DO TRABALHO

Após uma breve descrição do tema em estudo, este trabalho pretende esclarecer os conceitos necessários para a clareza do problema que é a microrregulação dos sinais luminosos numa interseção e indicar os métodos mais utilizados para a obtenção dos débitos de saturação e da procura, apresentados no **capítulo 2**.

No **capítulo 3** é apresentado os dois métodos utilizados atualmente para determinação dos planos de regulação nas interseções controladas por sinais luminosos de tempos fixos.

Seguidamente, no **capítulo 4**, apresenta-se juntamente com figuras exemplificativas as técnicas de microrregulação utilizadas nos sinais luminosos de comando atuado, indicando em que condições é que cada uma das estratégias é vantajosa.

No **capítulo 5**, aplica-se os conceitos e técnicas definidas nos capítulos anteriores para resolução de um problema real de microrregulação de sinais luminosos numa interseção real, juntamente com o auxílio de um programa de simulação para verificação dos resultados e cálculo dos índices de desempenho relevantes.

Finalmente no **capítulo 6** apresenta-se uma conclusão do estudo desenvolvido relativamente à interseção estudada com algumas considerações relevantes.

2

ENQUADRAMENTO

2.1. INTRODUÇÃO

O estudo da regulação dos sinais luminosos é um assunto que exige o conhecimento de alguns conceitos específicos, de forma que é necessário uma explicação desses conceitos para o correto entendimento da temática. Neste sentido surge o presente capítulo, no qual se aborda os conceitos considerados necessários para a compreensão da temática de dimensionamento dos sinais luminosos.

2.2. MOVIMENTOS DIRECIONAIS / CORRENTES DE TRÁFEGO

Movimento direcional é entendido como um movimento efetuado por um ou mais veículos que estejam situados na mesma via e em que a direção dos mesmos seja a mesma. Pode ser facilmente detetado na interseção pela marcação horizontal, mais concretamente pelas pinturas das setas indicadoras da afetação das vias.

Uma corrente de tráfego é um conjunto de um ou mais movimentos direcionais que sejam semelhantes ao ponto de poder receber a mesma informação do sinal luminoso, p.e., dois movimentos em frente mas em vias paralelas podem ser consideradas uma corrente de tráfego desde que o início e fim de verde seja dado pelo mesmo sinal (figura 2.1). Da mesma forma, é possível considerar como corrente de tráfego duas vias paralelas com movimento em frente e uma delas quer com movimento de viragem à esquerda quer com movimento de viragem à direita desde que o volume total que efetua a viragem seja inferior a 10% do volume total da via a que diz respeito (Costa *et al* (2008)).

O dimensionamento dos sinais luminosos baseia-se nas correntes de tráfego e , consequentemente, o problema torna-se mais complexo à medida que o número de correntes aumenta. Exatamente por essa razão é aconselhável, se possível, agrupar os movimentos de modo a criar o menor número de correntes de tráfego individuais com o objetivo de reduzir a dimensão do problema.

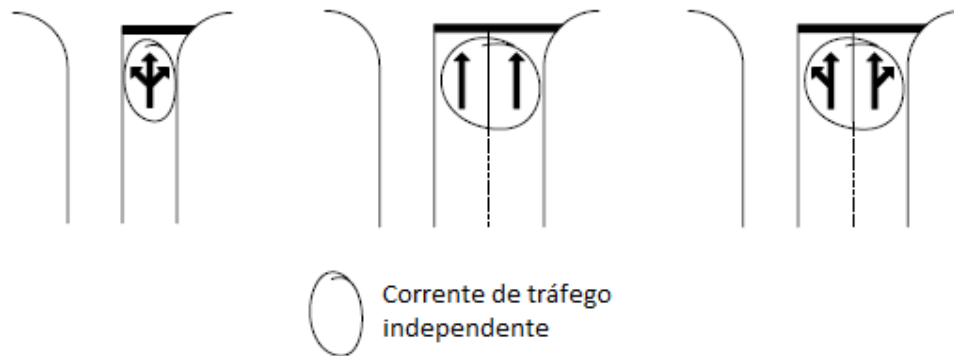


Figura 2.1: Exemplos de correntes de tráfego (adaptado de Costa *et al* (2008))

2.3. CONFIGURAÇÃO DOS SINAIS LUMINOSOS

A materialização dos sinais luminosos é realizada através dos semáforos, pelo que estes são imprescindíveis para a regulação através de sinais luminosos. São estes que fornecem as indicações de permissão ou proibição de avanço a todos os veículos, através de uma sequência de cores homogeneizada.

- Luz verde – permissão de passagem dos veículos
- Luz amarela – passagem proibida, excetuando os casos em que os veículos já não consigam efetuar a paragem em segurança
- Luz amarela intermitente – passagem permitida desde que realizada cautelosamente e seguindo as regras de prioridade.
- Luz vermelha – proibição de passagem

A colocação dos semáforos deve ser feita de modo a que não cause qualquer obstrução na circulação na interseção e de modo a garantir uma visibilidade tal que não cause qualquer tipo de incerteza na interpretação dos mesmos pelos condutores. Habitualmente são colocados lateralmente no topo de colunas verticais (figura 2.2), ou nas extremidades dos báculos quando se tenciona que o semáforo fique localizado acima das vias (figura 2.3).



Figura 2.2: Semáforo em coluna vertical



Figura 2.3: Semáforo em báculo

2.4. PLANO DE REGULAÇÃO

2.4.1. FASE

No plano de regulação, entende-se por fase um período de tempo em que se emite o conjunto de sinais luminosos na interseção que permite o avanço a alguns movimentos e simultaneamente, impede a outros. Esse período inicia-se com a emissão de sinal verde para um determinado movimento e termina quando acaba o sinal de verde desse mesmo movimento.

2.4.2. CICLO

Ciclo é o conjunto de fases que permite o completo dimensionamento do plano de regulação. Como o próprio nome indica, “A sequência de fases proporcionando a todas as correntes de tráfego o direito de avançar completa um ciclo que é medido entre instantes homólogos, isto é, vai desde determinado instante até ao instante onde se retoma a indicação inicial” (Costa *et al*, 2008).

2.4.3. PERÍODO DE TRANSIÇÃO ENTRE FASES (INTERVERDE)

Este período é o intervalo entre o final de verde de uma fase e o início do verde da fase seguinte e tem como objetivo evitar conflitos entre os movimentos que terminam e os que iniciam. É constituído pelo tempo de amarelo e pelo tempo de limpeza. Em situações em que o tempo de limpeza crie um intervalo em que todos os sinais se encontram com vermelho é comum designar-se “tempo de tudo-vermelho”.

2.4.3.1. Tempo de amarelo

O tempo de amarelo corresponde à parcela de tempo inicial do período de transição e tem como objetivo indicar aos condutores a alteração para sinal vermelho de modo a estes terem tempo de reduzir a velocidade do veículo até parar em condições de segurança. Este tempo deve ser no mínimo o tempo necessário para paragem total do veículo acrescentado do tempo necessário para atravessamento da interseção no caso do condutor decidir avançar por se encontrar a uma distância menor que a distância de paragem.

Como facilmente se entende, a distância de paragem é proporcional à velocidade a que o veículo circula. Acrescentando o facto de que a distância de paragem é alvo de alguma subjetividade por parte o condutor, torna-se complexo definir um tempo de amarelo que consiga assegurar o propósito do mesmo. Contudo, é aceitável considerar um tempo de amarelo de 3 segundos para velocidades abaixo dos 50km/h, 4 segundos para uma velocidade média de 50km/h e 5 segundos para velocidades acima dos 60km/h.

2.4.3.2. Tempo de limpeza

O tempo de limpeza é crucial para qualquer plano de regulação de sinais luminosos pois é este que garante que não existe uma incompatibilidade entre as correntes que iniciam o movimento e as que terminam impedindo a realização de ambas simultaneamente, incompatibilidade esta associada ao conceito de conflito indicado anteriormente.

Apresenta-se de seguida a metodologia para obter o tempo de limpeza necessário, adaptado de Costa *et al*, (2008).

- a) Encontrar o ponto de conflito do maior trajeto de movimentos em que o verde está prestes a terminar com o menor trajeto em tempo dos movimentos que vão iniciar.
- b) Calcular o tempo de limpeza mínimo necessário para garantir as condições de segurança através da expressão (2.1)

$$tl_{T,I} = \left(\frac{d_T + d_v}{v_T} - \frac{d_I}{v_I} \right) \quad (2.1)$$

Com:

d_T - distância entre a linha de paragem do movimento que termina e o ponto de conflito (m)

d_I - distância entre a linha de paragem do movimento que inicia e o ponto de conflito (m)

v_T - velocidade do veículo ou peão que termina o movimento (m/s)

v_I - velocidade do veículo ou peão que inicia o movimento (m/s)

d_v - comprimento típico dos veículos (m)

Regra geral, até velocidades de 50 km/h, é habitual considerar para os parâmetros acima indicados os seguintes valores:

- Para os veículos as velocidades v_T e v_I de 10 m/s e o comprimento dos veículos d_v de 5m.
- Para os peões as velocidades v_T e v_I de 1,2 m/s e comprimento d_v nulo.

O tempo de limpeza a usar para o dimensionamento é o maior dos tempos de limpeza entre as correntes de tráfego incompatíveis.

2.5. PROCURA

Define-se como o número de veículos por corrente de tráfego que chegam à interseção no intervalo de tempo utilizado para definição do plano de regulação. Para realizar a recolha dos dados de tráfego é necessário a mobilização de uma elevada quantidade de recursos pelo que é uma operação que deve ser tratada previamente de modo a definir claramente os objetivos para mobilizar os recursos estritamente necessários. Pelo mesmo motivo é aconselhável verificar a existência de bases de dados que permitam

retirar direta ou indiretamente os dados pretendidos. O processo de recolha de dados pode ser dividido em várias fases:

- Visita ao local
- Teste do equipamento
- Recrutamento de pessoal
- Instalação do equipamento
- Ensaio-piloto
- Recolha dos dados
- Remoção do equipamento
- Tratamento e análise dos dados obtidos
- Apresentação dos resultados

2.5.1. TÉCNICAS DE CONTAGEM DE VEÍCULOS

A escolha da técnica de contagem de veículos depende de vários fatores, dos quais se destacam a disponibilidade de recursos humanos e materiais, a duração do período de recolha, a precisão pretendida e o volume de dados a recolher. Desta forma há que distinguir as técnicas aplicadas tendo em conta os benefícios que cada uma oferece.

- Contagens manuais: contagem realizada com recurso unicamente a observadores locais. É a técnica mais facilmente aplicada devido à mobilização de poucos recursos e possui a vantagem de poder contar com a capacidade humana de observação. É desaconselhável em situações que o período de recolha seja prolongado pois provoca um esforço excessivo que origina grande parte das imprecisões ou erros cometidos nesta técnica. Deve decidir-se previamente a localização dos observadores de modo a que tenham boa visibilidade, comodidade e segurança. As contagens podem ser registadas em impressos específicos, através de equipamentos mecânicos como aperto de um botão ou eletrónicos.
- Contagens automáticas: técnica mais eficiente para longos períodos de observação, exige a instalação de equipamentos de contagem pelo que pode obrigar a uma interrupção do tráfego. A recolha de dados é realizada com recurso a *software* criado para o efeito.
- Contagens através de imagens de vídeo: nesta técnica realiza-se filmagens das correntes de tráfego que serão posteriormente analisadas. Permite obter dados adicionais e esclarecer alguns acontecimentos excecionais. As contagens podem ser realizadas manualmente ou através de programas de análise de imagens de vídeo.

2.5.2. PERÍODO DE ANÁLISE

De acordo com o HCM (2010), o período de análise é o intervalo de tempo necessário para a avaliação da aplicação da metodologia, que se baseia no princípio de que as condições de tráfego são constantes pelo que é necessário um intervalo de tempo mínimo, entre os 15 minutos a 1h hora, para que os dados obtidos representem fielmente a realidade. Em situações de congestionamento é necessário prolongar o período de estudo de forma que exista um período em que os efeitos do congestionamento na rede se dissiparam. Caso haja mais que um período de estudo, a análise de cada um deve ser realizado separadamente de modo a não encobrir eventuais desvios que indicam enganosamente que a solução é adequada.

Apresenta-se seguidamente as três abordagens expostas pelo HCM (2010).

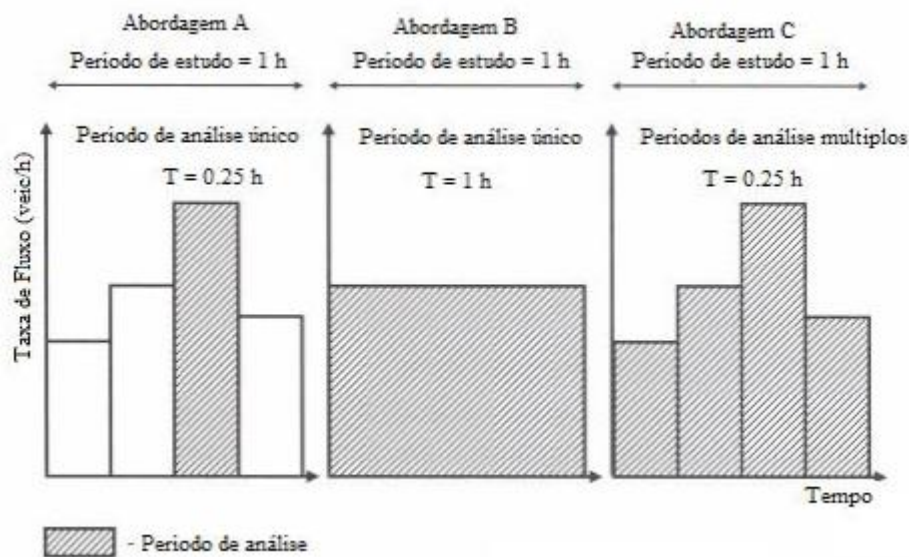


Figura 2.4: Abordagens segundo o HCM (2010) (Gonçalves, (2013))

Abordagem A: Esta abordagem foca-se na análise de um período de ponta de 15 minutos. Os débitos são calculados multiplicando por quatro o débito desse período ou dividindo a procura horária pelo fator de ponta horário.

Abordagem B: Baseia-se na análise de um período de uma hora e como tal assume implicitamente que a procura é constante nesse intervalo de tempo e como tal não existe um período de ponta. Apresenta a desvantagem de se menosprezar a atraso caso na realidade exista um período de procura elevada.

Abordagem C: O período de estudo é 1 hora dividida em quatro períodos de 15 minutos que tem em conta as variações da procura ao longo dessa hora pelo que transmite fielmente uma representação do atraso.

2.6. RITMO DE PARTIDAS DOS VEÍCULOS

O ritmo de partidas dos veículos na interseção em situação de verde saturado é considerado como constante, excetuando os períodos iniciais e finais, como indicado na figura 2.5.

Na passagem do sinal para verde é necessário ter em conta o tempo de arranque dos veículos existentes na fila de espera, tempo esse normalmente denominado tempo perdido no arranque. Para tal determinam-se tempos entre veículos a atravessar o sinal verde. O primeiro tempo é dado pelo intervalo de tempo entre o início do verde e a passagem das rodas da frente do primeiro veículo na linha de paragem. O segundo tempo é dado pelo intervalo de tempo entre a passagem do para-choques da frente (ou nalguns casos as rodas da frente) do primeiro e do segundo veículo e assim sucessivamente para os seguintes tempos.

Como facilmente se entende o primeiro tempo medido será o maior de todos pois o condutor do primeiro veículo necessita de tempo para reagir à alteração do sinal de vermelho para verde, largar o travão e acelerar enquanto o segundo veículo poderá reagir e iniciar a aceleração quando o primeiro veículo começa a deslocar-se. Adicionalmente, como existe uma maior distância entre o segundo veículo e a linha de paragem este terá uma maior distância para acelerar, reduzindo o intervalo entre veículos

sucessivos. Este processo acontece geralmente nos quatro primeiros veículos na fila de espera e cada um atinge um intervalo de tempo menor que o imediatamente à frente. Após a passagem dos primeiros quatro veículos geralmente o efeito do tempo de reação e tempo de aceleração é desprezável e como tal o intervalo entre veículos será aproximadamente constante até que o último veículo da fila de espera original tenha atravessado a linha de paragem. Por outro lado, quando o sinal altera para amarelo o ritmo de partidas diminui até ser nulo, pelo que existe um tempo após o fim de verde em que ainda há passagem de veículos, denominado de tempo adicional de passagem que excede o tempo de verde real.

É exatamente pelo descrito acima que é necessário distinguir entre verde real, o tempo de verde dado pelo sinal luminoso, e o tempo de verde útil, que corresponde ao tempo de verde em que se verifica circulação dos veículos afetados pelo sinal luminoso em questão (figura 2.5).

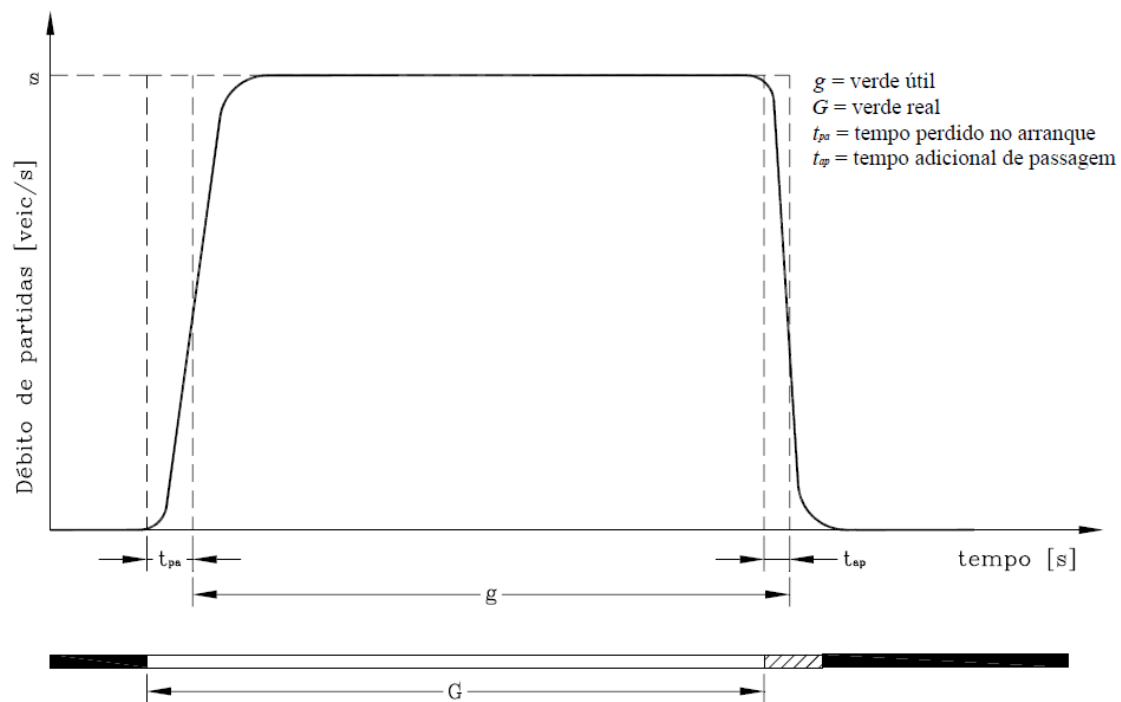


Figura 2.5: Exemplo de ritmo de partidas de veículos (Costa *et al* (2008))

2.7. DÉBITO DE SATURAÇÃO

O débito de saturação é definido, segundo o HCM, como o débito por via ao qual os veículos conseguem atravessar a interseção semaforizada se o sinal verde estivesse ativo durante a totalidade da hora, logo sem paragem do fluxo dos veículos.

2.7.1. DÉBITO DE SATURAÇÃO PRÁTICO

Em situações em que o controlo por sinais luminosos já se encontra implementado existem métodos que permitem obter o débito de saturação dos movimentos. Apresenta-se de seguida o método correntemente utilizado, de aplicação relativamente simples e que permite a obtenção do débito de saturação numa interseção regulada por sinais luminosos.

1. Contagem, por ciclo e durante 30 ciclos, dos veículos que, partindo da situação de parados em fila de espera, atravessam a linha de paragem nos intervalos de tempo:
 - Período constituído pelos primeiros dez segundos de verde.

- Período desde o fim do período inicial até ao fim do tempo de verde saturado, ou seja, até ao instante de passagem do último veículo obrigado a parar ou no fim do verde real caso este aconteça primeiro.
- Período após o fim do verde até à passagem do último veículo que esteve presente na fila de espera inicial.

Com estas contagens pode ocorrer uma de três situações:

- Registos nos três períodos, implicando que o tempo de verde é totalmente saturado.
 - Registos nos primeiros dois períodos, pelo que o tempo de verde saturado é inferior ou no limite igual ao tempo de verde
 - Registo apenas no primeiro período, indicando que o tempo de verde saturado é inferior a 10 segundos.
- Neste caso as contagens devem ser eliminadas.

2. Medição do tempo de verde saturado e do tempo de verde real. O tempo de verde saturado é o intervalo de tempo entre o início de verde e a última passagem de entre os veículos que se encontravam na fila de espera inicial. O resultado destes primeiros dois passos é uma tabela como a seguinte:

Tabela 2.1: Exemplo de medição do débito de saturação (adaptado de Costa *et al*, (2008))

Nº Ciclo	Período Inicial (veic)	Período Intermédio (veic)	Período Final (veic)	Tempo de Saturação (s)	Tempo de verde (s)
1	3	12	1	35	35
2	3	6	-	24	3
3	3	23	1	52	52
4	2	-	-	-	12
5	4	10	-	34	42
6	3	16	-	43	49
7	3	8	-	28	37
...
Total	X1	X2	X3	X4	X5
Amostra	N1	N2	N3	N4	N5

O débito de saturação (s) é obtido através da expressão seguinte:

$$s = \frac{X_2}{X_4 - 10N_4} \quad (2.2)$$

Em que:

X_2 – número total de veículos no período inicial (veic)

X_4 – tempo total de verde saturado (s)

N_4 – número de ciclos com tempo de saturação superior a 10 segundos

2.7.2. DÉBITO DE SATURAÇÃO ESTIMADO

A determinação teórica dos débitos de saturação depende intrinsecamente das características geométricas e das condições de circulação. Devido à enorme variedade de fatores que afetam diretamente o débito de saturação teórico é impossível incluir na totalidade em qualquer modelo de cálculo, obrigando a adotar-se apenas os fatores que mais contribuem para as variações do débito. A diferença entre os vários métodos de estimação do débito reside exatamente na escolha dos fatores a considerar, pelo que se considera suficiente expor apenas um dos métodos existentes atualmente, método este elaborado por Webster e descrito no documento Costa *et al* (2008).

Segundo o autor, o débito de saturação apresenta um valor base de 1900 unidades veículo ligeiro/hora, numa via que apresenta as seguintes características:

- Via exclusiva para movimento em frente sem oposição
- Corrente de tráfego constituída apenas por veículos ligeiros
- Largura da via de 3,3 metros numa extensão que garante permanente partida de veículos
- Perfil longitudinal em patamar, i.e., sem inclinação ao longo da via
- Interseção localizada em zona com perturbações médias
- Via afastada do passeio

É através desse valor base que se aplica uma variedade de fatores corretivos tendo em conta as alterações às características descritas, expostas de seguida. Temos então que o débito de saturação é dado por:

$$s = 1900 * f_w * f_i * f_z * f_p * f_t * f_d \quad (2.3)$$

Com

s - débito de saturação (veic/h)

f_w - fator de ajustamento devido à largura da via

f_i - fator de ajustamento devido ao declive da via

f_z - fator de ajustamento devido à localização da interseção

f_p - fator de ajustamento devido à localização da via

f_t - fator de ajustamento devido à composição do tráfego

f_d - fator de ajustamento devido à mudança de direção

2.7.2.1. Largura da via (f_w)

Considera-se que, para vias com largura w (m) inferior a 3,3 metros, o débito é reduzido em 200 veic/h por cada metro a menos, enquanto para vias com largura superior o débito é aumentado em 100 veic/h por cada metro a mais, pelo que o fator pode ser obtido por:

$$f_w = \begin{cases} 0,105w + 0,653 & 2,5 < w < 3,3 \\ 0,053w + 0,826 & 3,3 < w < 5,0 \end{cases} \quad (2.4)$$

2.7.2.2. Declive da via (f_i)

A inclinação longitudinal i afeta diretamente o arranque dos veículos, tanto positivamente, no caso das descidas, como negativamente, no caso das subidas. Considera-se que uma variação de 1% no declive implica uma variação de 2% no débito.

$$f_i = 1 - 2i \quad (2.5)$$

2.7.2.3. Localização da interseção (f_z)

A localização da interseção tem em consideração um conjunto de fatores como visibilidade, manobras de estacionamento, entrada e saída de passageiros de transportes coletivos, entre outros. Define-se então três classes para a localização da interseção:

Classe A ($f_z = 1,1$) - Zona residencial ou suburbana de boa visibilidade, com poucas interferências devido a peões, estacionamentos e paragens de transportes coletivos.

Classe B ($f_z = 1,0$) - Zona de características médias com perturbações moderadas

Classe C ($f_z = 0,9$) - Zona central com elevados volumes de peões, estacionamentos e paragens de transportes coletivos

2.7.2.4. Localização da via (f_p)

Tem em conta a proximidade da via relativamente ao passeio, admitindo $f_p = 0,95$ quando a via se encontra junto ao lancil, tomando um valor unitário nos outros casos.

2.7.2.5. Composição da corrente de tráfego (f_t)

O valor base de 1900 veículos admite que a corrente de tráfego é composta apenas por veículos ligeiros o que, na maioria dos casos, é falso. É então necessário considerar o efeito da existência de veículos pesados, transportes coletivos e motorizadas, de tal forma que:

$$f_t = \frac{1}{1 - \sum p_i + \sum p_i E_i} \quad (2.6)$$

Com

p_i - proporção de veículos da classe i

E_i - coeficiente de equivalência dos veículos da classe i

Os coeficientes de equivalência são os apresentados na tabela seguinte.

Tabela 2.2: Coeficientes de equivalência dos veículos (adaptado de Costa *et al*, (2008))

Classe	E_i
Veículo comercial médio	1,5
Veículo comercial pesado	2,3
Autocarro	2
Veículo de duas rodas com motor	0,4
Bicicleta	0,2

2.7.2.6. Mudanças de direção (f_d)

As mudanças de direção implicam uma redução de velocidade na curva de raio ρ (m) que se traduz numa redução do débito de saturação da via, que pode ser considerada com o respetivo fator dado por:

$$f_d = \frac{1}{1 - \frac{1,5}{\rho}} \quad (2.7)$$

2.7.3. DÉBITO DE CORRENTE DE TRÁFEGO SEM OPOSIÇÃO EM VIA PARTILHADA

A estimação do débito de saturação de uma via pressupõe que a via em estudo se destina apenas a uma corrente de tráfego. Como tal, em situações em que tal não se verifique, é necessário corrigir o débito de saturação. Essa correção é obtida pela média ponderada das correntes de tráfego em via exclusiva, de tal forma que:

$$s = \frac{\sum P_i}{\sum \frac{P_i}{s_i}} \quad (2.8)$$

Em que

P_i - proporção do movimento i

s_i - débito de saturação da corrente i

2.7.4. DÉBITO DE CORRENTE DE TRÁFEGO COM OPOSIÇÃO EM VIA EXCLUSIVA

A estimação do débito de saturação numa corrente com oposição é um caso mais complexo pois o ritmo de partidas dos veículos da corrente depende intrinsecamente da quantidade de veículos da corrente prioritária, de tal forma que a corrente com oposição apenas pode avançar nas alturas em que exista um intervalo de tempo entre veículos prioritários que permita o avanço em condições de segurança. É então necessário distinguir três períodos:

1. Período inicial que corresponde ao tempo de verde saturado da corrente prioritária, em que não ocorre partidas da corrente com oposição por não existir intervalo de tempo suficiente para passagem de um veículo, e que termina no fim da fila de espera da corrente prioritária.

2. Período intermédio que inicia no verde não saturado da corrente prioritária g_u e termina na indicação de sinal vermelho da corrente prioritária, e em que as partidas da corrente com oposição apenas existem quando a passagem entre veículos sucessivos da corrente prioritária ocorre num intervalo considerado seguro.
3. Período após o fim de verde no qual os veículos que se encontram na interseção mas não conseguiram avançar (capacidade de *stockagem* da via), avançam antes do sinal de verde da próxima fase.

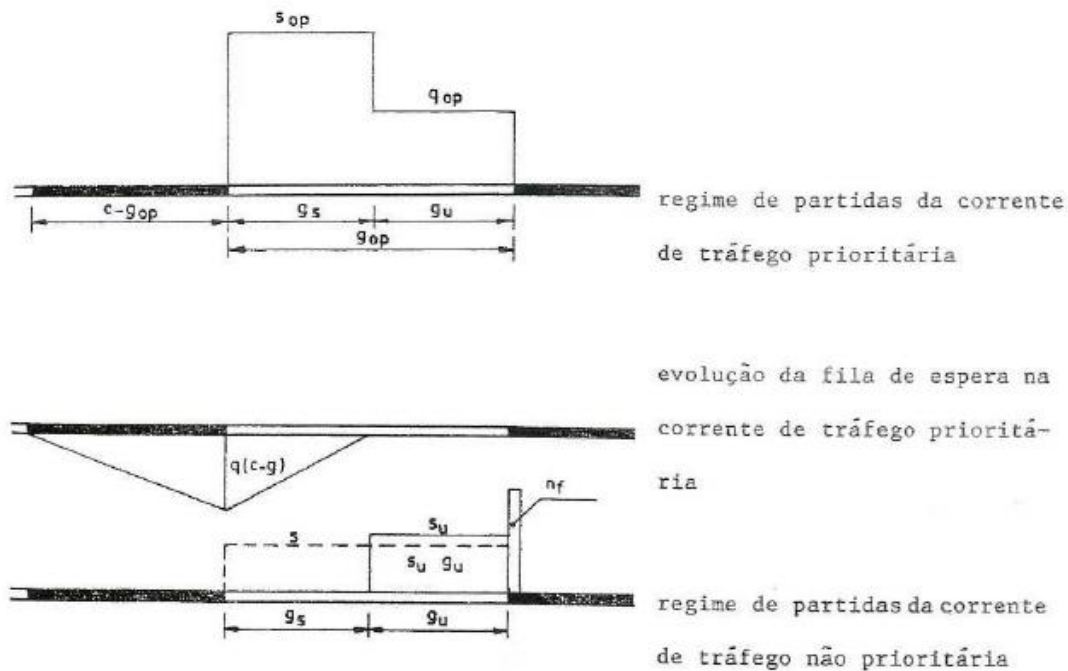


Figura 2.6: Débito de saturação de corrente com oposição em via exclusiva (Costa *et al* (2008))

Com o exposto é então possível obter o débito de saturação da via com oposição:

$$s = \frac{s_u g_u + n_f}{g} \quad (2.9)$$

Com

s_u - débito de saturação da corrente não prioritária durante o tempo g_u (veic/h)

g_u - tempo de verde não saturado da corrente prioritária (s)

n_f - número de partidas após o fim de verde

g - tempo de verde útil da corrente não prioritária (s)

O débito de saturação da corrente não prioritária pode ser calculado considerando a interseção prioritária (sem sinalização luminosa).

$$s_u = q_{op} \frac{e^{(-\alpha * q_{op})}}{1 - e^{(-\beta * q_{op})}} \quad (2.10)$$

Com

q_{op} - débito de chegadas da corrente prioritária (veic/h)

α - intervalo de aceitação crítico (s) (se não for possível medir considerar 5s)

β - intervalo mínimo entre partidas de veículos não prioritários (se não for possível medir considerar 3s)

O verde não saturado da corrente prioritária g_u é obtido pela expressão seguinte:

$$g_u = \frac{g_{op} * s_{op} - q_{op} * C}{s_{op} - q_{op}} \quad (2.11)$$

Em que

g_{op} - verde útil da corrente prioritária (s)

s_{op} - débito de saturação da corrente prioritária (veic/h)

q_{op} - débito de chegada da corrente prioritária (veic/h)

C - duração do ciclo (s)

2.8. CONFLITOS

Conflito é uma situação inerente à incompatibilidade de movimentos que põe em causa a integridade física dos utentes. Nas interseções considera-se a existência de quatro tipos de conflitos:

- **Divergência:** separação de uma corrente de tráfego devido às mudanças de direção por parte de alguns veículos. O acidente típico deste conflito é o embate entre a frente de um veículo com a traseira do veículo precedente devido à redução de velocidade característica das viragens. O grau de perigosidade é relativamente baixo.

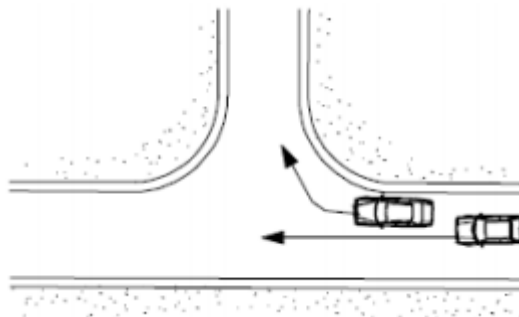


Figura 2.7 : Manobra de divergência (Macedo (2005))

- Convergência: ocorre quando um veículo tenta inserir-se numa corrente de tráfego prioritária. Apresenta um grau de perigosidade superior às divergências devido à possibilidade de embate entre a frente e a lateral de dois veículos.

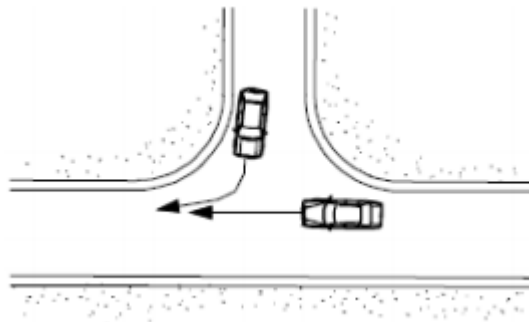


Figura 2.8: Manobra de convergência (Macedo (2005))

- Entrecruzamento: conflito composto por manobras de convergência e divergência. Os embates são normalmente entre duas laterais.

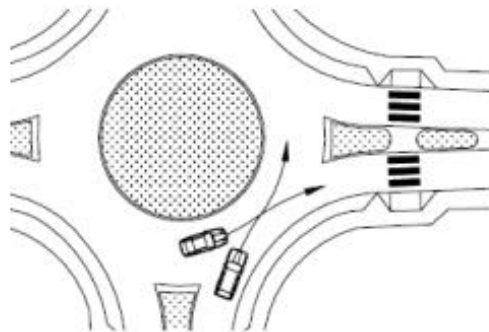


Figura 2.9: Manobra de entrecruzamento (Macedo (2005))

- Atravessamento: conflito característico dos cruzamentos. É o tipo de conflito mais perigoso devido ao embate frente-lateral se realizar a aproximadamente 90°.



Figura 2.10: Manobra de atravessamento (Macedo (2005))

No âmbito das interseções considera-se dois níveis de conflitos:

- Conflitos de 1º nível ou Primários, que são inaceitáveis em qualquer situação: nestes conflitos enquadram-se o cruzamento a aproximadamente 90° entre veículos (atravessamento) e atravessamento direto de uma travessia pedonal por um movimento veicular.

- Conflitos de 2º nível ou Secundários, que podem ser permitidos dependendo dos níveis de tráfego dos movimentos e desde que o grau de perigosidade seja reduzido: nestes conflitos enquadram-se as viragens à esquerda com oposição de uma corrente de tráfego e as viragens com oposição de travessias pedonais. Para permissão de conflitos secundários temos como valores de referência um número de viragens à esquerda na ordem dos 50/100 veículos.

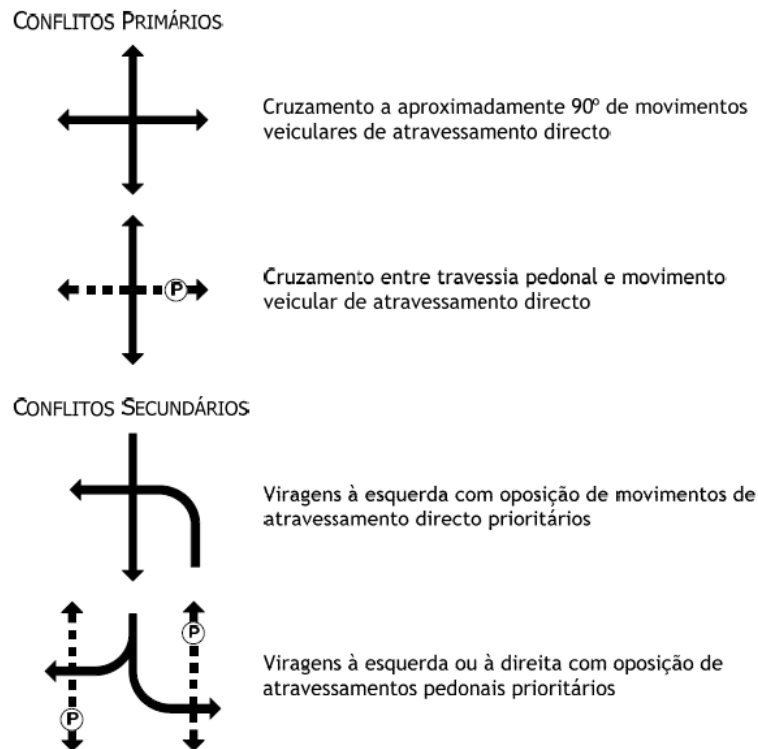


Figura 2.11: Tipos de conflito (Costa *et al* (2008))

2.9. CAPACIDADE

Segundo o HCM, a capacidade de uma interseção é o débito horário máximo que se consegue atingir mantendo as condições de controlo e tráfego. O valor da capacidade pode ser dado pela seguinte expressão:

$$Q = s \frac{g}{C} \quad (2.12)$$

Em que

Q - capacidade (veíc/h)

s - débito de saturação (veic/h)

g - tempo de verde útil (s)

C - duração do ciclo (s)

2.10. GRAU DE SATURAÇÃO

O grau de saturação é um rácio entre a procura e a capacidade, de tal modo que:

$$x = \frac{q}{Q} \quad (2.13)$$

Com

x - grau de saturação

q - procura/débito (veic/h)

Q - capacidade (veic/h)

E juntamente com a expressão (2.12) para cálculo da capacidade podemos alterar a expressão acima por uma equivalente

$$x = \frac{qC}{sg} \quad (2.14)$$

2.11. QUALIDADE E NÍVEL DE SERVIÇO

Devido à diversidade de intervenientes na exploração dos serviços de transporte não existe uma definição concreta do que é a qualidade ou *performance* do serviço oferecido. Como se entende, os fornecedores do serviço têm uma perspetiva diferente dos condutores, peões e outros intervenientes relativamente à qualidade do serviço. Desta forma, e devido à imprecisão da caracterização da qualidade do serviço, o HCM criou um sistema de definição da qualidade e nível de serviço na perspetiva do utilizador para que essa mesma definição seja útil aos operadores facilitando as decisões que darão origem ao tipo de serviço oferecido.

Qualidade de serviço define o quão bem o serviço funciona segundo a perspetiva do utilizador. Vários dos fatores que qualificam o serviço são diretamente observáveis, como a velocidade de circulação ou atraso. Outros fatores são obtidos aplicando inquéritos ou registando as queixas dos utilizadores e prevendo a satisfação dos mesmos através de modelos derivados de análises anteriores.

Nível de serviço é uma quantificação estratificada dos fatores que representam a qualidade que abrange desde o melhor serviço (A) até ao pior (F). Especificamente para as interseções o fator que influencia o nível de serviço é o atraso total dos utilizadores, em que cada um dos sistemas de mobilidade existentes nas interseções é qualificado em intervalos diferentes e como consequência o nível de serviço para peões pode ser diferente do nível de serviço para as viaturas. De ter em conta que devido à estratificação dos fatores, uma alteração ligeira ao atraso total não implica necessariamente a alteração do nível de serviço.

2.12. INDICADORES DE DESEMPENHO

Os indicadores de desempenho são parâmetros que permitem avaliar a qualidade do funcionamento de uma interseção e, simultaneamente, a caracterização do nível de serviço. Como vamos poder confirmar, um dos indicadores de desempenho mais relevantes é o atraso médio, indicador este que é também utilizado para a definição do nível de serviço da interseção.

2.12.1. CAPACIDADE DE RESERVA

A capacidade de reserva é um indicador que permite quantificar a percentagem de aumento de tráfego que uma corrente de tráfego pode sofrer sem que se exceda a capacidade do cruzamento, de forma que:

$$Q_r = \frac{Q - q}{q} \quad (2.15)$$

Sendo:

Q_r - capacidade de reserva (veic/h)

Q - capacidade da interseção (veic/h)

q - débito de chegada (veic/h)

2.12.2. ATRASO

O atraso é o acréscimo de tempo no percurso de um veículo devido à aplicação de um plano de regulação de sinais luminosos. Segundo Webster o atraso por veículo para movimentos não saturados pode ser calculado segundo a seguinte expressão simplificada:

$$d = 0,9 \frac{C(1 - \frac{g}{C})}{2(1 - x\frac{g}{C})} + \frac{x^2}{2q(1 - x)} \quad (2.16)$$

Em que:

d – atraso médio por veículo (s)

C – duração do ciclo (s)

g – tempo de verde útil (s)

x – grau de saturação

q – débito de chegada (veic/h)

Segundo o HCM o atraso serve também para a definição do nível de serviço da interseção, como indicado na tabela 2.3.

Tabela 2. 3: Níveis de serviço em função do atraso médio (adaptado de HCM (2010))

Nível de serviço	Atraso médio (s)
A	≤10
B	>10-20
C	>20-35
D	>35-55
E	>55-80
F	>80

2.12.3. FILA DE ESPERA

Um dos modelos mais simples para determinação das filas de espera admite que as chegadas e partidas dos veículos assumem um comportamento determinista, que apesar de não retratar a realidade na perfeição permite uma quantificação aproximada e juntamente com a maior simplicidade relativamente a métodos mais elaborados torna-o o modelo preferencial para o estudo das filas de espera nas interseções.

Segundo o modelo o ritmo de chegadas é constante pelo que, admitindo que o ciclo não é saturado, a fila de espera N_u é igual ao número de veículos que chegam durante o tempo em que não é permitido partidas de veículos da via e como tal:

$$N_u = q (C - g) \quad (2.17)$$

Em situações em que exista ciclos saturados é necessário adicionar o número de veículos que ficaram retidos após o verde através da expressão:

$$N_o = \frac{Q * T_f}{4} \sqrt{z^2 + \frac{12(x - x_o)}{Q * T_f}} \quad (2.18)$$

Em que

Q - capacidade (veic/h)

T_f - período de tempo em que existe o débito q (h)

x - grau de saturação

$z = x - 1$

$x_o = 0,67 + \frac{s * g}{600}$

3

SINAIS LUMINOSOS DE TEMPOS FIXOS

3.1. INTRODUÇÃO

Atualmente é habitual a aplicação de um de dois métodos para elaboração de um plano de regulação de sinais luminosos que, apesar de se focarem em princípios diferentes para o dimensionamento dos sinais, objetivam um dimensionamento otimizado de modo a garantir elevados níveis de segurança, em simultâneo com elevados indicadores de desempenho. A definição completa de um plano de regulação de sinais luminosos exige não só a identificação das fases que o compoem como o tempo atribuído a cada uma das fase e aos tempos de transição entre as fases. Estas características dos planos de regulação são obtidas através de dois métodos elaborados, mas apresentam a particularidade de obedecer simultaneamente a algumas restrições, como a duração mínima e máxima do ciclo de 30 e 120 segundos, respetivamente. A duração mínima prende-se ao facto de permitir um avanço mínimo das correntes, que não seria possível em ciclos muito curtos que teriam uma elevada percentagem do seu tempo atribuído a tempos de interverde, e como tal poderia induzir os condutores a cometer infrações por não terem oportunidade de avançar no tempo permitido. Por outro lado, com ciclos de duração demasiado elevada advém uma maior duração dos tempos de vermelho o que torna ineficiente a regulação pois os níveis de atraso e filas de espera seriam muito elevados em períodos de maior procura, enquanto nos períodos de pouca procura seria difícil assegurar uma procura próxima do débito de saturação, o que torna a sinalização pouco eficiente. A implementação deste tipo de regulação tem sido abandonada em detrimento da regulação atuada ou semiatuada, visto que esta responde mais satisfatoriamente às variações do tráfego. Contudo, continua a ser praticado para determinação dos tempos de verde máximos das soluções atuadas, pelo que tem sido permanência constante no dimensionamento dos sinais luminosos, independentemente das estratégias aplicadas posteriormente.

Este capítulo tem como finalidade explicar detalhadamente como aplicar os dois métodos utilizados correntemente para definição dos planos de regulação de sinais luminosos com tempos que não alteram independentemente das variações de procura, e em que situações o uso de cada um é preferível.

3.2. MÉTODO DE WEBSTER

Este método de dimensionamento dos sinais luminosos é o método aplicado quando facilmente se identifica a corrente de tráfego representativa de cada fase, pelo que é maioritariamente aplicado em interseções relativamente simples em que cada corrente de tráfego avança apenas numa fase, implicando obrigatoriamente que a corrente de tráfego representativa seja a que possui o índice de carga mais elevado. De uma forma geral, o método é resolvido de uma forma sistemática e pode ser faseado em:

1. Cálculo dos índices de carga das fases e do cruzamento.

$$y_i = \max\left(\frac{q_{ji}}{s_{ji}}\right) = \max(y_{cj}) \quad (3.1)$$

Em que

y_i - índice de carga da fase i

q_{ji} - débito de chegadas da corrente de tráfego j a avançar na fase i

s_{ji} - débito de saturação da corrente de tráfego j a avançar na fase i

y_{cj} - índice de carga da corrente de tráfego j

O índice de carga do cruzamento é obtido pela soma dos índices de carga de todas as fases, ou seja

$$Y = \sum y_i \quad (3.2)$$

2. Cálculo do tempo perdido por ciclo.

$$L = \sum (l_i + r_i + A_i) \quad (3.3)$$

Com

L - tempo perdido por ciclo (s)

l_i - tempo perdido na fase i , devido ao tempo perdido no arranque e tempo adicional de passagem (s)

r_i - tempo de vermelho integral entre a fase i e a $i+1$ (s)

A_i - tempo de amarelo após o verde da fase i (s)

3. Cálculo do ciclo ótimo tendo em conta o valor máximo e mínimo.

A definição de um valor máximo para a duração do ciclo prende-se com o aumento do atraso total e do número de veículos em fila de espera inerente ao acréscimo de tempo entre as fases em que os movimentos podem avançar. Assim se entende que, tendo em conta as situações práticas atuais, é bom princípio definir como limite superior para a duração do ciclo um valor de 120 segundos.

Por outro lado, ciclos muito curtos diminuem o rácio entre o tempo de verde útil e a duração do ciclo e impedem o correto escoamento dos veículos em fila de espera, saturando a interseção. Com este intuito admite-se como valor máximo para o grau de saturação um valor entre 0,80 e 0,90. O que isto significa é que a procura no cruzamento não pode exceder, respetivamente, 80% e 90% da capacidade do mesmo. Posto isto e juntamente com as expressões (2.13) e (2.14) chegamos a um valor mínimo para a duração do ciclo.

$$C_{min} = \frac{L}{1 - Y} \quad (3.4)$$

No entanto esta duração do ciclo conduziria a uma solução em que a interseção encontrar-se-ia sempre saturada na hora de ponta e, tendo em conta as flutuações imprevisíveis da procura, é necessário atribuir uma margem de segurança evitando a existência de períodos em que a procura excede a capacidade, definida como uma proporção k normalmente entre 80% e 90% de tal forma que o ciclo mínimo prático é:

$$C_{min} = \frac{kL}{k - Y} \quad (3.5)$$

Com estes dois limites estabelecidos é então necessário definir a duração do ciclo dentro dos valores permitidos, chegando a um valor denominado de ciclo ótimo, valor este que conduz a uma solução em que se evita o congestionamento da interseção devido à saturação desta ao mesmo tempo que se controla o atraso total sofrido pelos utentes.

$$C_o = \frac{1,5L + 5}{1 - Y} \quad (3.6)$$

4. Escolha do ciclo a adotar.

Avaliando o valor de ciclo mínimo, máximo e ótimo, e a relação entre estes, pode surgir três situações:

- $C_{min} < C_o < C_{max}$: esta é a situação desejável, definindo neste caso para o valor do ciclo o valor do ciclo ótimo ou, simplificadaamente, o múltiplo de cinco acima deste.
- $C_{min} < C_{max} < C_o$: neste caso sugere-se uma reformulação da geometria do cruzamento ou alteração do plano de regulação. Se tal não for possível adotar para o ciclo o valor de C_{max} , o que garante que a capacidade será sempre superior à procura e as demoras impostas aos utentes serão geralmente aceitáveis, se bem que subótimas.
- $C_{max} < C_{min} < C_o$: esta situação é de todo indesejável pois qualquer que seja o ciclo admitido a interseção nunca terá capacidade suficiente para satisfazer a procura, o que se traduz em elevados níveis de congestionamento. Caso esta situação aconteça é necessário proceder a alterações na interseção quer a nível geométrico ou afetação das vias quer na elaboração de um novo plano de regulação.

5. Repartição do ciclo pelas fases.

Após a definição do valor do ciclo é necessário repartir corretamente a duração deste pelas respetivas fases, repartição esta que é feita de forma proporcional entre os tempos de verde útil e o índice de carga da fase. Assim temos que:

$$\frac{\sum gi}{\sum yi} = \frac{C - L}{Y} \quad (3.7)$$

Logo reorganizando a expressão em ordem ao tempo de verde útil, tendo em conta que este valor não pode ser inferior ao tempo de verde mínimo geralmente definido como 8 segundos que garante a passagem de 3 veículos, temos que este é dado por:

$$g_i = y_i \frac{C - L}{Y} \quad (3.8)$$

O tempo de verde real é o tempo de verde útil acrescido do tempo perdido na fase:

$$G_i = g_i + l_i \quad (3.9)$$

Finalmente, é com estes tempos de verde real que se representa o diagrama de fases e se define completamente o ciclo.

3.3. MÉTODO AUSTRALIANO ADAPTADO

Como referido no subcapítulo anterior, o método de Webster permite a elaboração de um plano de regulação otimizado quando o avanço dos movimentos se dá apenas numa fase. Este processo é gradualmente mais complicado à medida que aumenta o número de movimentos que avançam em mais que uma fase, podendo chegar a uma complexidade tal que é preferível abandonar esse método de dimensionamento. Neste contexto surgiu o método de Akcelik, também conhecido como Método Australiano que, contrariamente ao Método de Webster que visa regular os sinais luminosos através das fases, foca-se na regulação dos sinais através dos tempos destinados a cada corrente individual. No entanto, de forma a tornar o Método Australiano mais expedito, aplicou-se algumas simplificações que não alteram os resultados de forma significativa mas que facilitam de algum modo a obtenção do plano de regulação. Desta forma admitiu-se que o tempo perdido no arranque é igual ao tempo adicional de passagem, pelo que o tempo de verde real é exatamente igual ao tempo de verde útil. Simultaneamente, aplica-se a expressão proposta por Webster para o cálculo do ciclo ótimo em detrimento da proposta de Akcelik.

Apresenta-se de seguida o faseamento para aplicação do Método Australiano Adaptado, tendo como exemplo um cruzamento apresentado na figura seguinte.

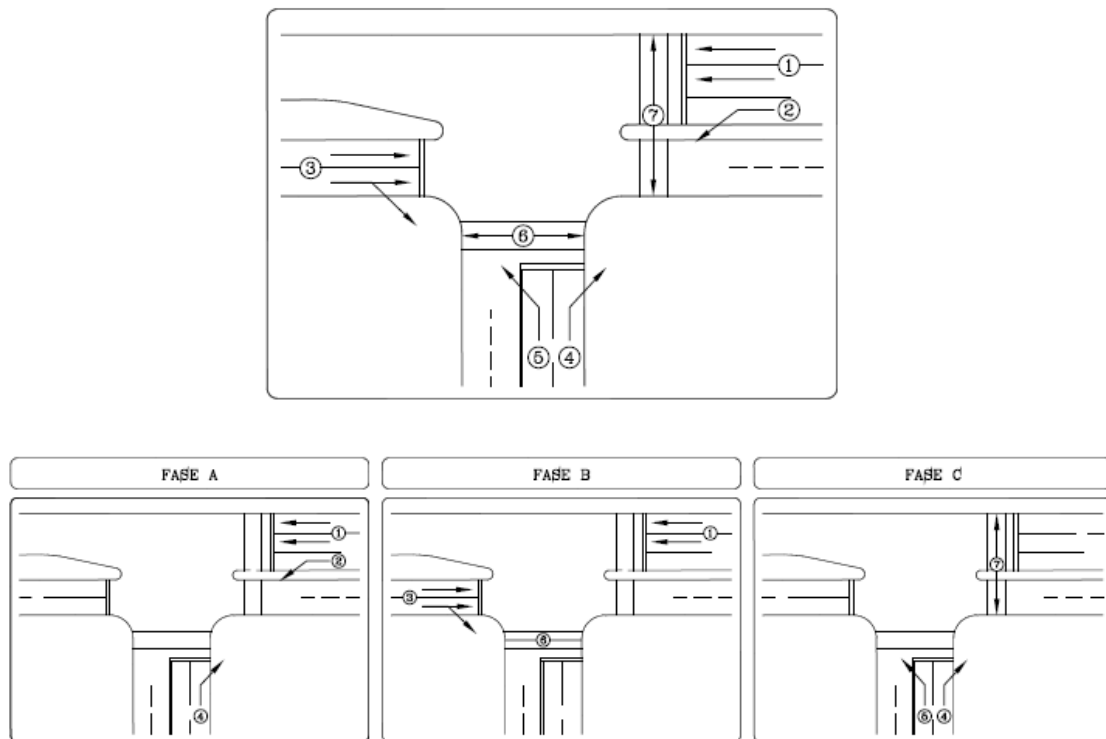


Figura 3.1: Exemplo das fases de uma interseção (Costa *et al* (2008))

1. Construção da rede de circuitos críticos.

Consiste na elaboração de um diagrama representativo do plano em que os nós representam as fases sequencialmente (no exemplo, criar os nós A,B,C,A e B) e os arcos os movimentos adstritos a essas fases, de modo a que todos os movimentos sejam identificados no diagrama (figura 3.2). De notar que teve que ser adicionado novamente o nó respectivo à fase B pois sem este seria impossível identificar a corrente 4.

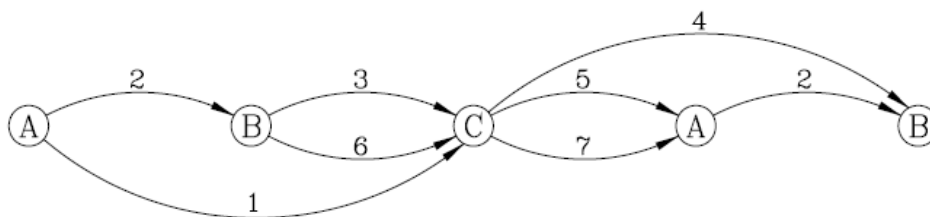


Figura 3.2: Rede de circuitos críticos da interseção (Costa *et al* (2008))

- Admitindo como duração inicial para o ciclo um valor dentro dos limites estabelecidos (normalmente admite-se 100 segundos) e um grau de saturação entre os 0,80 e os 0,90 (normalmente opta-se pelo valor médio de 0,85, daí que na expressão seguinte apareça o valor 0,85 e não genericamente x para o grau de saturação), determinar o tempo t necessário para cada corrente.

$$u = \frac{q}{0,85 s} \quad (3.10)$$

Em que:

u – proporção de verde útil

q – débito de chegada da corrente (veic/h)

s – débito de saturação da corrente (veic/h)

$$t = \max((g + I); (uC + I)) \quad (3.11)$$

Com:

g - tempo de verde (s)

I - tempo de interverde (s)

C - duração do ciclo (s)

3. Determinação do circuito crítico.

Nesta fase é aconselhável anotar os tempos adstritos às correntes junto ao respetivo arco, de forma a facilitar a identificação do circuito com maior tempo. É também comum a eliminação dos arcos que corresponde garantidamente a correntes não críticas, como exemplo as correntes 3 e 6: uma vez que ambas as correntes estão ligadas aos mesmos nós, uma delas tenderá a ser eliminada por necessitar de menos tempo para satisfazer as necessidades de escoamento dos veículos em fila de espera. De ter em conta que o caminho crítico não precisa necessariamente começar no primeiro nó (ou mais concretamente fase) do diagrama mas sim em qualquer nó que esteja identificado mais que uma vez, i.e., visto que para representar completamente a rede de circuitos da interseção foi necessário apresentar duas vezes tanto o nó A como o nó B, o circuito crítico pode iniciar tanto num como noutro.

4. Cálculo do tempo perdido total, carga da interseção e ciclo ótimo.

Depois de identificado o circuito crítico e as respetivas correntes é necessário calcular os parâmetros abaixo indicados.

A carga da interseção Y não é nada mais que o somatório das cargas das correntes críticas y_{cj}

$$Y = \sum y_{cj} \quad (3.12)$$

O tempo perdido total L é dado pelo somatório dos tempos de interverde das correntes críticas I_{cj} , i.e., o total de tempo de amarelo e de limpeza

$$L = \sum I_{cj} \quad (3.13)$$

O ciclo ótimo C_o obtém-se através da expressão (3.6) proposta por Webster.

5. Confirmação do circuito crítico.

Após a obtenção do ciclo ótimo é necessário verificar se alterando o ciclo para esse valor (como indicado anteriormente é comum partir de um valor de 100 segundos) o circuito crítico se mantém. Para tal utiliza-se novamente a expressão (3.11) do ponto 2 com o valor do ciclo ótimo e repete-se os passos do ponto 3. Caso se confirme que o circuito se mantém procede-se para o ponto 6, caso contrário é necessário recalcular os parâmetros do ponto 4 tendo em conta o novo circuito.

6. Determinação dos tempos de verde.

A determinação do tempo de verde das correntes críticas através do Método Australiano Adaptado é realizada com recurso à expressão (3.8) proposta por Webster.

Para a determinação do tempo de verde das correntes não críticas, esta carece de expressões específicas mas pode ser calculado através da interpretação do problema e tendo em conta os tempos impostos pelo circuito crítico. Neste caso específico, podemos tirar pelo diagrama da rede de circuitos que a corrente 6, apesar de não ser uma corrente crítica, liga os mesmos nós que a corrente 3, já esta crítica, e portanto a sua duração terá que ser igual. Daí podemos retirar que $g_6 + I_6 = g_3 + I_3$

O mesmo se pode concluir relativamente às correntes 2 e 5, pelo que podemos afirmar que $g_2 + I_2 + g_5 + I_5 = g_4 + I_4$, onde se tira o valor total das duas correntes. A duração do verde de cada uma deverá ser feita em função do índice de carga, garantindo o mesmo grau de saturação para ambas as correntes, ou seja:

$$g_2 = \frac{g_{2,5} \times y_2}{y_2 + y_5}$$

$$g_5 = \frac{g_{2,5} \times y_5}{y_2 + y_5}$$

Finalmente, sabendo a duração das outras correntes, podemos obter a duração das correntes 1 e 7:

$$g_1 + I_1 = g_2 + I_2 + g_3 + I_3$$

$$g_7 + I_7 = g_5 + I_5$$

3.4. O TRATAMENTO DAS VIRAGENS À ESQUERDA

As viragens à esquerda constituem um ponto particular na elaboração do plano semaforico numa interseção. Como é facilmente perceptível, este tipo de movimento implica muitas vezes um tratamento especial devido ao facto deste conflitar com o tráfego que circula no ramo de entrada do sentido oposto. Dependendo da geometria da interseção e dos volumes de tráfego considera-se um conjunto de três soluções possíveis:

- Avanço do movimento de viragem à esquerda em simultâneo com outros movimentos, originando uma situação de corrente com oposição;

- Adiamiento do arranque ou antecipação do fim de verde da corrente que oferece oposição;
- Implementação de uma fase especial para viragens à esquerda.

3.4.1. VIRAGENS À ESQUERDA SEM TRATAMENTO

Esta solução é aplicável quando os débitos de viragem à esquerda são bastante reduzidos, considerando-se que o movimento se realiza quer nos intervalos entre veículos nos tempos de verde não saturados quer durante o tempo de vermelho integral. De modo a implementar-se esta solução é necessário considerar a capacidade da interseção de garantir um local de espera para os n_e veículos que pretendem virar à esquerda, normalmente referido como capacidade de *stockagem* n_s de modo a que se verifique a seguinte condição:

$$n_e = q_e * C < n_u + n_s \quad (3.14)$$

Em que:

q_e - débito de viragens à esquerda (veic/h)

C - duração do ciclo (s)

n_u - veículos que podem beneficiar dos intervalos de tempos aceitáveis na corrente oposta

3.4.2. VIRAGENS À ESQUERDA COM REDUÇÃO DO TEMPO DE VERDE DA CORRENTE DE OPOSIÇÃO

Nas situações em que não seja aplicável a solução anterior, especificamente quando não existe tempo de verde não saturado suficiente para permitir o escoamento da fila de espera para viragem à esquerda, pode ser útil reduzir o tempo de verde da corrente oposta de modo a permitir que a corrente com viragem à esquerda se realize sem oposição. A redução do tempo de verde h deve ser obtida pela expressão:

$$h = 2,5(n_e - n_u - n_s) \quad (3.15)$$

Simultaneamente é necessário verificar que a redução do tempo de verde da corrente oposta não afeta o escoamento desse movimento, de tal forma que:

$$\frac{\left(\frac{q}{s}\right)_{op}}{Y} < \frac{g - h}{C - L} \quad (3.16)$$

Com

$\left(\frac{q}{s}\right)_{op}$ - quociente entre débito de chegadas e débito de saturação da corrente de oposição

Y - índice de carga da interseção

g - tempo de verde útil da corrente de oposição

h - redução do tempo de verde segundo (3.15) (s)

C – duração do ciclo (s)

L – tempo perdido no ciclo (s)

A implementação desta redução do tempo de verde da corrente oposta pode ser realizada no início do verde (*late release*) ou no fim do verde (*early cut-off*). A segunda solução é a preferível quando existe capacidade de *stockagem* na interseção. A opção de *late release* apresenta o inconveniente de aumentar o atraso médio da interseção pois pode surgir situações em que o ritmo de chegadas dos veículos que pretendem virar à esquerda é dependente de outros sinais a montante ou não existe possibilidade de se introduzirem na via de viragem à esquerda devido às filas de espera nas vias destinadas a outros movimentos pelo que existe um tempo inicial em que o verde é desperdiçado.

3.4.3. VIRAGENS À ESQUERDA COM FASE EXCLUSIVA

Para aplicar esta solução é necessário garantir a existência de uma via exclusiva para viragens à esquerda com comprimento suficiente para albergar todos os veículos em fila de espera, de modo que o número médio de veículos em fila de espera n_e é dado por:

$$n_e = q_e * \frac{C}{3600} \quad (3.17)$$

e o número máximo de veículos em fila de espera $n_{m\acute{a}x}$ obtém-se com:

$$n_{m\acute{a}x} = n_e + 1.7\sqrt{n_e} \quad (3.18)$$

E multiplicando o número máximo de veículos em fila de espera pelo comprimento médio dos veículos obtém-se então o comprimento necessário para a via de viragem à esquerda.

Juntamente com o comprimento mínimo da via é necessário satisfazer um conjunto de critérios relativos ao volume de tráfego, atraso e sinistralidade, são eles:

- Em ramos de quatro vias: $(q_e * q_p) > 100000 \text{ (veic/h)}^2$;
Em ramos de duas vias: $(q_e * q_p) > 50000 \text{ (veic/h)}^2$ e $n_e > 2 \text{ veic/ciclo}$;
- $D_e > 2 \text{ veic} * h$, $d_e > 35 \text{ s/veic}$, $n_e > 2 \text{ veic/ciclo}$;
Com D_e o atraso máximo e d_e o atraso médio por veículo das viragens à esquerda;
- 4 acidentes por ano ou 6 acidentes em 2 anos.

3.5. O ESTUDO DOS PEÕES

Raras são as situações de interseções que não apresentam travessias pedonais, pelo que é claramente necessário atender à sua existência para implementar um plano semaforico eficiente. Dependendo da geometria da interseção, pode surgir situações em que conceder o avanço dos peões sem conflitos com o tráfego rodoviário implica um perda de eficiência do plano semaforico logo é necessário contornar essa dificuldade. Algumas das técnicas usadas atualmente são o avanço simultaneamente com um movimento de viragem preferencialmente à direita e o atravessamento em duas fases com zona de espera

para o peão. A indicação luminosa específica para o peão possui a particularidade de não apresentar sinal amarelo, sendo que é comum atribuir os normais 3 segundos a um verde intermitente. Contrariamente ao vermelho dos veículos, o tempo de limpeza do peão inicia-se com o verde intermitente, tempo esse que garante a passagem com segurança de um peão que inicie o movimento aquando do verde intermitente. Este tempo de limpeza que define a duração conjunta do sinal intermitente e vermelho é o tempo necessário para um peão realizar o trajeto na totalidade a uma velocidade normalmente de 1,2m/s. Já o cálculo da duração de verde depende não da distância a percorrer mas do volume de peões, de forma que se considera para duração inicial 6 segundos, acrescido de 2 segundos por cada fila acima de três perpendicular ao atravessamento.

3.6. ESTRATÉGIAS DE APOIO AOS TRANSPORTES COLETIVOS

As políticas de mobilidade atuais inclinam-se cada vez mais para uma certa preocupação com o desenvolvimento de estratégias de apoio aos transportes coletivos. A origem reside no facto de se considerar que atualmente existe um uso excessivo do transporte individual que se traduz numa saturação do sistema e consequentemente aumento do congestionamento, pelo que uma das soluções adotadas é a melhoria da eficiência dos transportes coletivos com o objetivo de os tornar mais apelativos. De entre as soluções existentes destaca-se a identificação de uma das vias como exclusiva para transporte coletivos. A aplicação desta solução apresenta um pormenor na proximidade das interseções visto que atribui exclusividade para os transportes coletivos numa das vias logo reduz-se a capacidade da interseção por reduzir o número de vias em que os transportes individuais podem circular, de modo que é habitual realizar o corte do corredor BUS com o objetivo de permitir a inserção de alguns veículos de transporte individual nessa via para garantir uma elevada capacidade da interseção ao mesmo tempo que se garante um certo grau de prioridade aos transportes coletivos, visto que até à interseção foi-lhes permitido circular sem restrições. Para que se materialize esta solução é necessário criar uma via curta (figura 3.3) de modo a que se garanta simultaneamente que existe espaço para os veículos de transporte individual poderem utilizar essa via como entrada para a interseção e que os veículos de transporte coletivos que se encontram em espera conseguem atravessar a interseção no primeiro verde que lhes for disponibilizado.

Temos então que o comprimento máximo L_c da via curta é dado por:

$$L_c = 6 \left(\frac{G}{2} - 1 \right) - 15(n - 1) \quad (3.19)$$

Com:

G - duração do verde da fase (s)

n - número de autocarros em cada ciclo

Após a interseção é também necessário garantir uma extensão mínima da via curta para permitir que veículos de transporte individual que utilizaram essa via no início da interseção tenham espaço suficiente para se adaptarem à transição de duas vias para uma, de modo que essa transição se realize no mínimo a 80 metros da interseção, se possível a 100 metros.

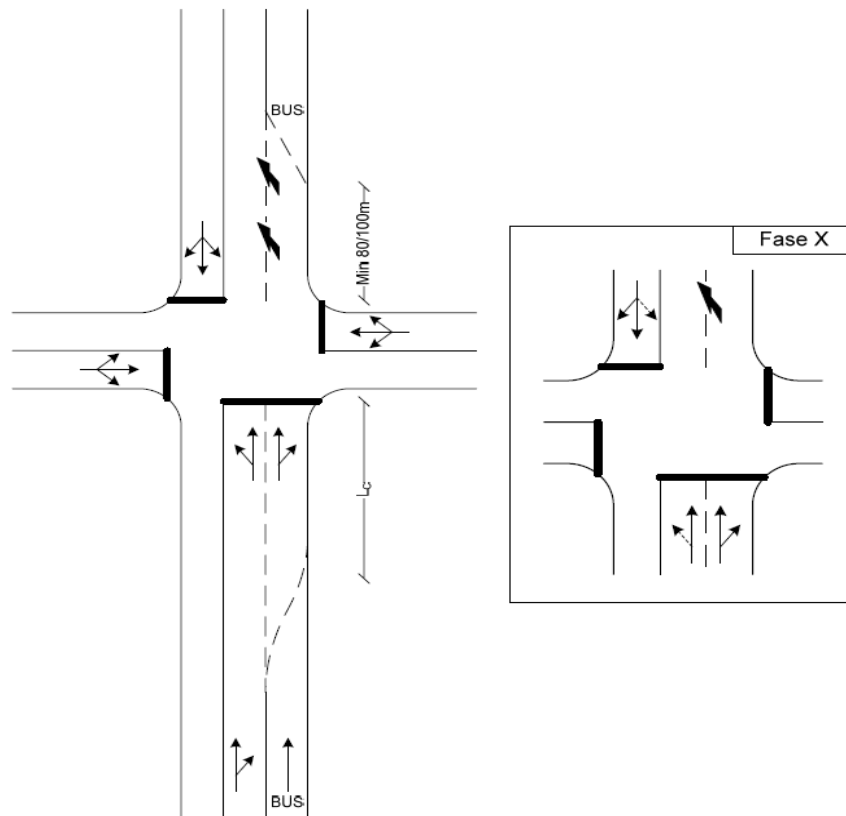


Figura 3.3: Solução com interrupção do corredor BUS (Costa *et al* (2008)).

3.7. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

Com a tecnologia atual já é possível a aplicação de *software* que permite não só a simulação dos sinais luminosos de tempos fixos como a aplicação de soluções de atuação ou semiatuação. Estes programas têm evoluído notavelmente com implementações de modelos de simulação de filas de espera e da decisão dos condutores face a situações como a proximidade entre veículos ou a reação perante os sinais de amarelo, juntamente com distribuições de velocidades dependendo das classes de veículos. Os modelos aproximam-se com uma elevada precisão às situações reais pelo que é cada vez mais corrente o recurso a esses programas de simulação para uma boa representação dos problemas em estudo. Apresentam ainda a vantagem de poder inserir as interseções em redes viárias complexas de modo a otimizar não só uma única interseção como a rede viária em que se insere.

Existe uma grande variedade de simuladores atualmente em uso, dentre os quais se destacam:

- *TRANSYT*, desenvolvido pela *TRL software*: microssimulação de interseções isoladas ou de redes.
- *SIDRA INTERSECTION*, desenvolvido pela *Sidra Solutions*: microssimulação de interseções.
- *GERTRUDE*, desenvolvido pela *GERTRUDE Saem*: atualmente em uso na cidade do Porto, permite a simulação de redes complexas e coordenação de semáforos.
- *PTV Vissim*: desenvolvido pela *PTV Group*: microssimulação de interseções.

4

SINAIS LUMINOSOS DE COMANDO ATUADO**4.1. INTRODUÇÃO**

Com a evolução dos sistemas de controlo e de deteção bem como uma crescente investigação da temática que é a regulação dos sinais luminosos em interseções, é comum a aplicação de sinais luminosos que permitem a adaptação em tempo real dos tempos de verdes emitidos pelos semáforos de modo a que estes se adequem à procura existente na interseção no momento. Contrariamente aos sinais luminosos de tempos fixos, que apresentam um dimensionamento deficiente nos períodos em que a procura se afasta significativamente da procura de dimensionamento, geralmente referente à procura nos períodos de ponta, os sinais luminosos de comando atuado permitem que, através de sensores de deteção colocados nas proximidades da interseção, os tempos de verde sejam alterados relativamente ao ciclo ótimo obtido pelo cálculo dos sinais de tempos fixos de modo a responder corretamente a uma variedade de situações. De entre as soluções aplicadas atualmente destacam-se:

- Estratégias de variação em tempo real da duração das fases;
- Estratégias de ativação seletiva das diferentes fases;
- Estratégias antibloqueio;
- Variação dinâmica da prioridade das correntes de tráfego;
- Soluções de apoio ao peão;
- Atribuição de prioridade a veículos prioritários;

A distinção entre solução atuada ou semiatuada provém da quantidade e localização dos sensores: a solução é atuada quando existe pelo menos um sensor para cada corrente de tráfego e semiatuada quando existe sensores em apenas algumas das correntes.

Serve o presente capítulo para elucidar o processo de decisão para cada uma das situações de modo a poderem ser aplicadas a situações reais de interseções.

4.2. VARIAÇÃO EM TEMPO REAL DA DURAÇÃO DAS FASES

Para ser possível implementar esta estratégia é necessário a aplicação de pelo menos um sensor de modo a detetar a passagem dos veículos relativos a uma ou mais correntes a serem servidas nessa fase. É através dessa deteção que o sistema adapta em tempo real a duração da fase atual.

A aplicação do método parte da definição de um tempo mínimo para a fase (t_{min}), um tempo máximo (t_{max}) e um intervalo de extensão (ext). O tempo mínimo é normalmente de 8 segundos para assegurar a passagem de pelo menos 3 veículos. O tempo máximo representa a duração máxima possível para a fase e é obtido pela aplicação de um dos métodos de regulação por tempos fixos para o período de ponta, de

modo a certificar-se que não se cria períodos de excesso de procura ao mesmo tempo que se evita o congestionamento das correntes de tráfego em fila de espera. O intervalo de extensão é um valor que depende da composição do tráfego e das características geométricas do acesso e corresponde ao intervalo de tempo máximo entre passagens de veículos pelo sensor de modo a que se considere necessário a extensão da fase. Normalmente a gama de valores do intervalo de extensão é entre 2 a 5 segundos.

Desta forma, em situações de pouca procura em períodos mortos, é comum que algumas fases tenham duração entre 8 a 10 segundos (t_{min}). Noutros períodos, após ($t_{mun} - ext$), é prolongado o tempo de verde da fase em intervalos de tempo iguais a ext por cada vez que o sensor detete a passagem de um veículo nesse intervalo de tempo. Este processo pode repetir-se até que a fase atinja o t_{max} , situação comum em períodos de ponta (figura 4.1).

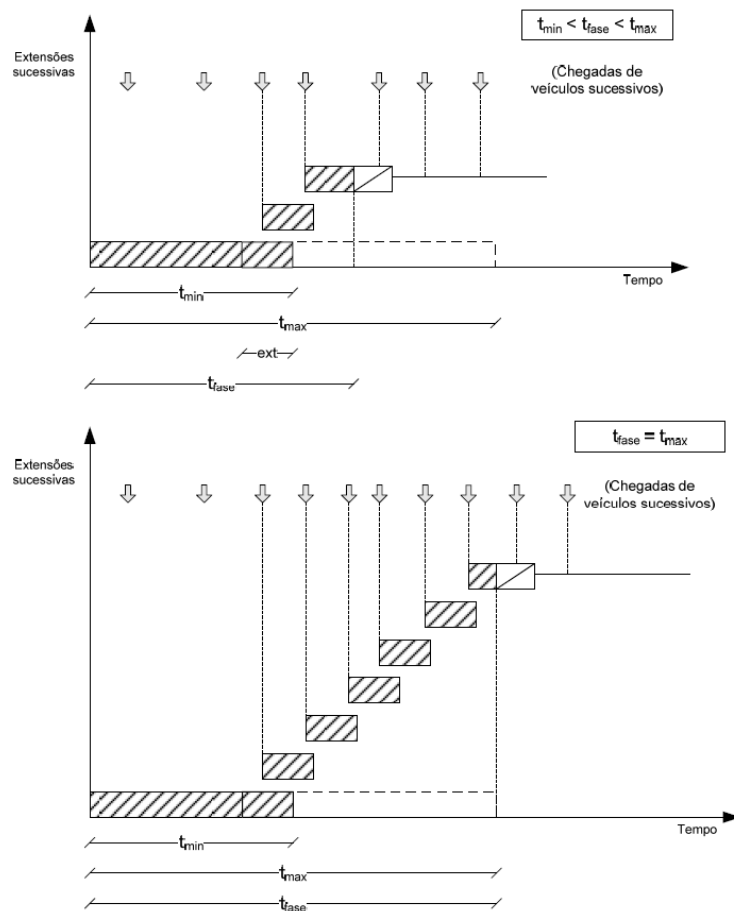


Figura 4.1: Exemplos de variação dinâmica das fases (Costa *et al* (2008)).

A situação mais comum é a aplicação de apenas um sensor a 3 metros da linha de paragem da respetiva corrente de tráfego que apesar de apresentar um custo reduzido tem como desvantagem o atraso na reação do sistema pois o tempo de atravessamento do último veículo é regularmente inferior ao intervalo de extensão pelo que existe um excesso de alguns segundos de verde que serão desperdiçados devido a não existir procura nessa corrente de tráfego mas que automaticamente causa atraso nas outras correntes. Esta situação pode ser resolvida com a aplicação de um segundo sensor de deteção situado a uma distância ligeiramente inferior à distância percorrida por um veículo durante o intervalo de extensão com o objetivo de garantir que caso não se verifique necessidade de extensão da fase o último veículo a ser

detetado pelo sensor ainda possui tempo suficiente para atravessar o cruzamento. Na maioria das situações é aceitável que este sensor seja colocado a cerca de 30-40 metros da linha de paragem.

4.3. ATIVAÇÃO SELETIVA DAS FASES

Esta estratégia permite que deixe de existir uma repetição sistemática na chamada das fases e como tal quebra-se a sequência de fases, passando a ativar-se uma determinada fase apenas quando existe procura suficiente que justifique a ativação da mesma. Esta estratégia aplica-se maioritariamente em fases pontuais, como fases próprias para peões, ou de procura excecional de uma determinada corrente de tráfego, como viragens à esquerda.

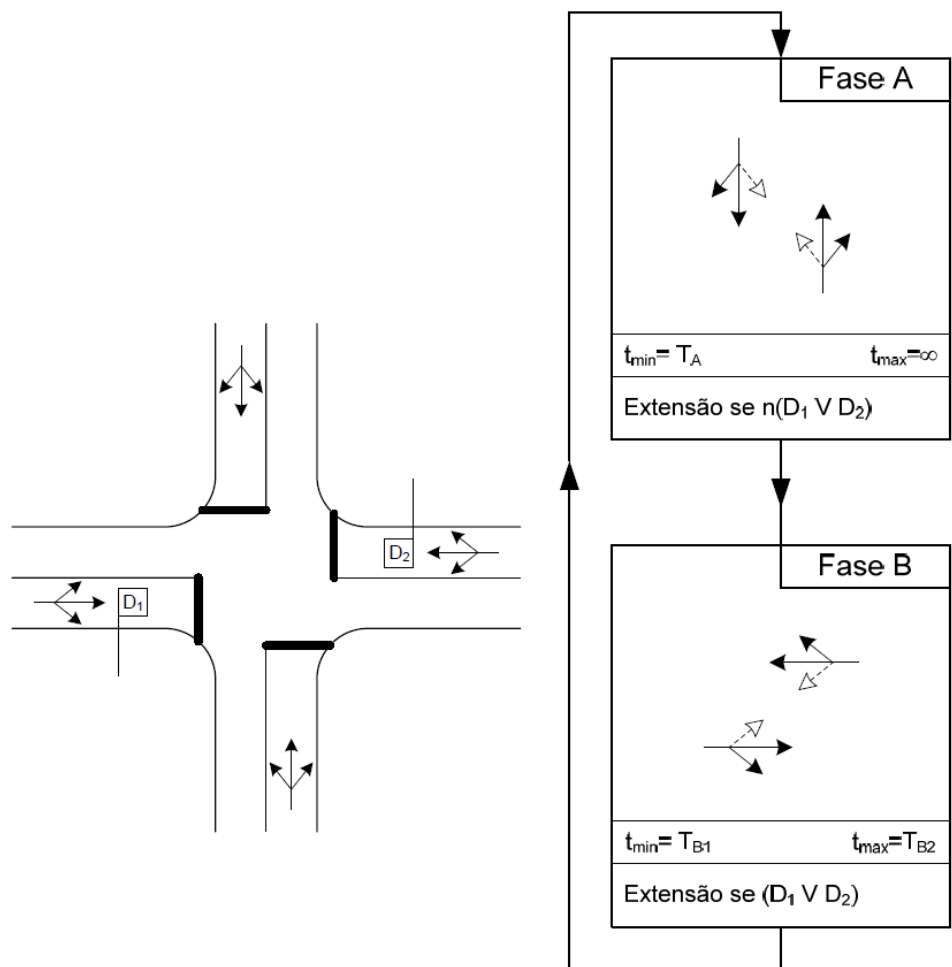
O sistema materializa-se através da colocação de um sensor de presença junto à linha de paragem da corrente servida no caso dos veículos, ou por botoneiras acionáveis colocadas normalmente na coluna vertical ou báculo que serve os semáforos no caso dos peões.

4.4. SOLUÇÃO SEMIATUADA COM ATIVAÇÃO E EXTENSÃO DINÂMICA DA FASE SECUNDÁRIA

Este tipo de solução é aplicável quando é notória a reduzida importância que as vias secundárias possuem relativamente à via principal, pelo que é entendido que a via principal terá especial relevância no dimensionamento dos sinais luminosos.

Baseia-se na introdução de um tempo de verde ilimitado para as correntes da via principal a não ser que os sensores colocados junto à linha de paragem das vias secundárias detetem a presença de veículos nessas correntes. Desta forma, em períodos em que a procura seja reduzida é comum que a interseção permaneça na fase principal.

No caso dos sensores detetarem a presença de veículos em espera nas correntes adstritas às vias secundárias é dado o sinal de avanço das correntes com veículos em espera, desde que tenha decorrido o tempo de verde mínimo (T_A) da fase principal. Após a abertura das correntes secundárias o tempo desta é atribuído como disposto no ponto 4.2., e portanto o tempo de verde sofre incrementos até que não se verifique mais procura ou se atinja o tempo de verde máximo para a corrente secundária (T_B) (figura 4.2)



Nota 1: $n(D_1 \vee D_2)$ – Significa não activação nem de D_1 nem de D_2

Nota 2 : $(D_1 \vee D_2)$ – Significa activação de D_1 ou D_2

Figura 4.2: Solução semiatuada com ativação e extensão dinâmica da fase secundária (Costa *et al* (2008)).

4.5. SOLUÇÃO ATUADA COM ATIVAÇÃO E EXTENSÃO DINÂMICA DAS FASES

A grande diferença entre esta solução e a referida no ponto anterior é o facto de serem colocados sensores em todas as vias, o que a torna mais exigente e de maior custo a nível da infraestrutura. É uma solução maioritariamente aplicável quando a importância dos eixos não é notoriamente distinta.

Nesta solução são atribuídos para as fases os tempos de verde mínimo normalmente estipulados (8 a 10 segundos) e os tempos máximos obtidos através da aplicação de um dos métodos de regulação dos sinais de tempos fixos para o período de ponta. Após esse tempo máximo pode ocorrer duas situações:

- Não é detetada a presença de veículos em nenhuma das correntes respeitantes à fase que não está a ser servida, pelo que se prolonga o tempo de verde da fase que atualmente tem permissão para avançar até que se detete a presença de veículos em qualquer das correntes da outra fase.

- É detetada a presença de veículos em espera em qualquer das correntes respeitante à fase que não está a ser servida, procedendo-se à alteração da fase a ser servida, aplicando os respetivos tempos de verde mínimo e máximo.

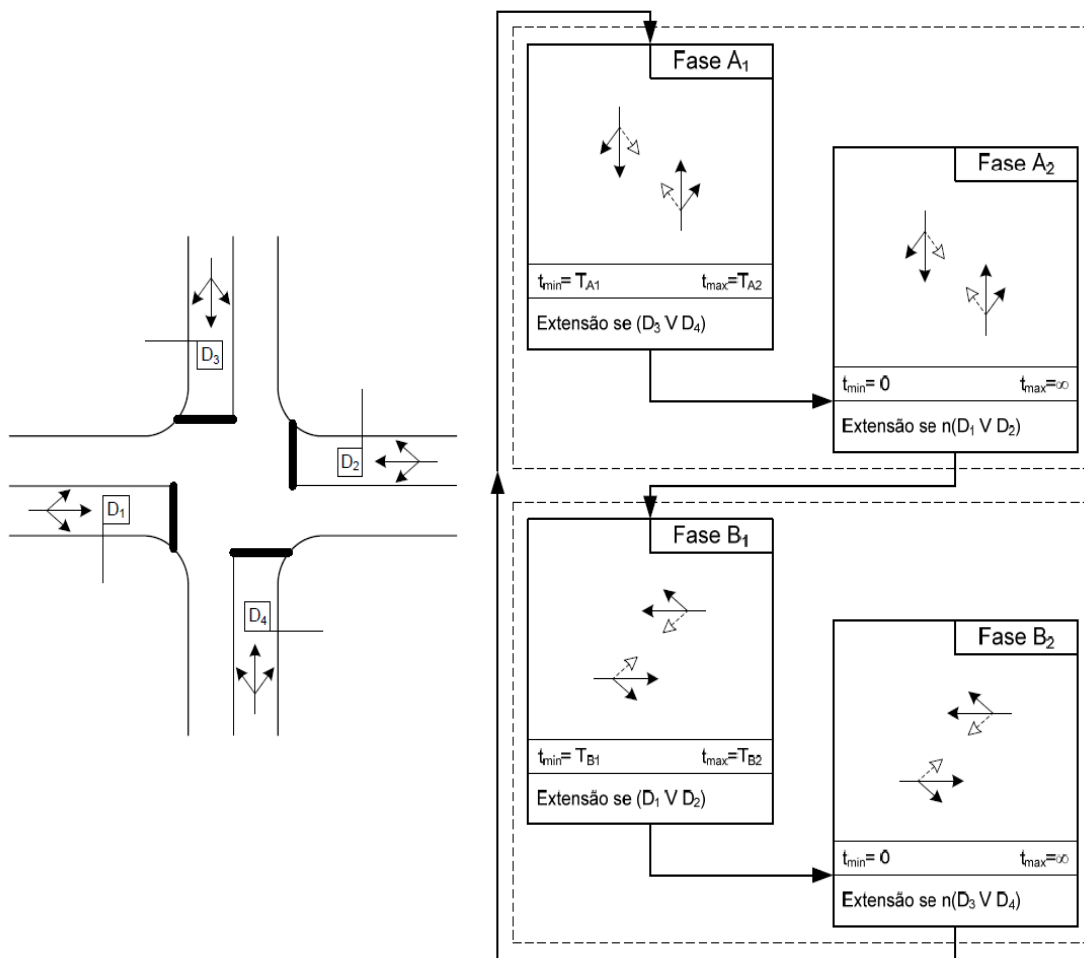


Figura 4.3: Exemplo de solução atuada com ativação e extensão dinâmica das fases (Costa *et al* (2008)).

4.6. SOLUÇÃO ATUADA COM FASE DE ESPERA PARA PERÍODOS MORTOS

Esta solução destina-se principalmente a interseções onde se pretende reduzir a velocidade de circulação dos veículos nos períodos de procura reduzida, com especial atenção para os períodos da noite. Consiste na introdução de uma fase especial, após o tempo de verde de qualquer uma das fases e se não for detetada presença de veículos, em que todos os sinais luminosos apresentam sinal vermelho. Essa fase especial de tudo vermelho prolonga-se até que os sensores detetem a presença de um veículo em alguma corrente. A primeira deteção de presença ditará qual das fases será ativada seguidamente (figura 4.4).

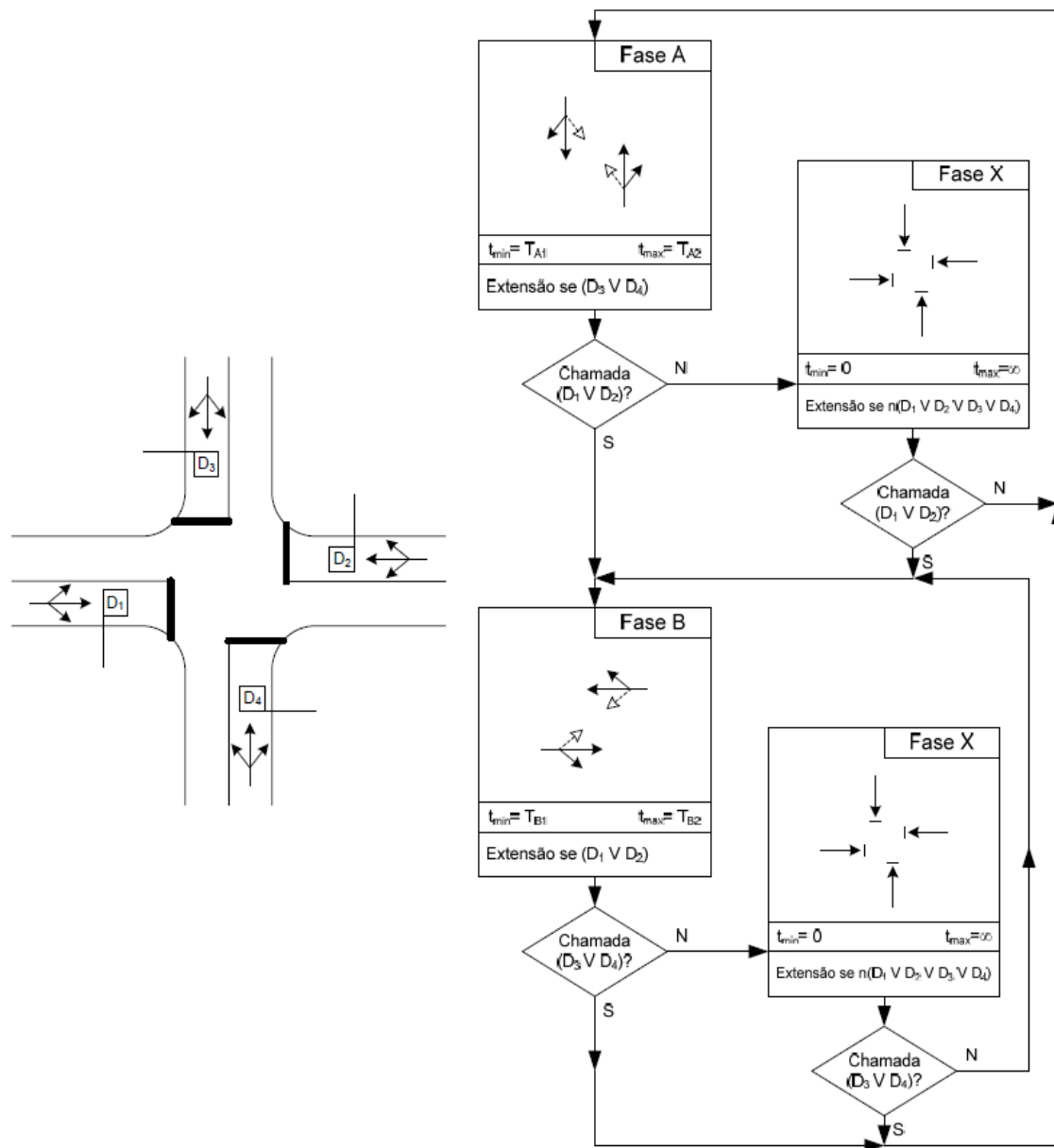


Figura 4.4: Exemplo de solução atuada com fase de espera para períodos mortos (Costa *et al* (2008)).

4.7. SOLUÇÃO SEMIATUADA COM FASE ESPECIAL PARA AS VIRAGENS À ESQUERDA

O objetivo desta solução é conferir uma fase adicional para permitir o escoamento dos veículos que pretendem virar à esquerda a partir do eixo principal e que não tiveram oportunidade de o fazer durante a fase em que esse movimento era permitido mas com oposição. Consiste na implementação duma fase adicional em que os únicos movimentos permitidos são as viragens à esquerda. No fim da fase que serve o eixo principal é feita uma verificação:

- Se os sensores não detetarem a presença de veículos em qualquer via exceto nas de movimento em frente ou viragem à direita no eixo principal (caso estes sensores existam a solução passa a totalmente atuada), prolonga-se a fase até que se detete alguma presença.

- Se os sensores detetarem presença de veículos nas vias dedicadas à viragem à esquerda indica-se os sinais de verde referentes à fase adicional dedicada às viragens à esquerda. No final desta repete-se a fase principal ou segue-se a fase secundária caso se deteja presença de veículos no eixo secundário.

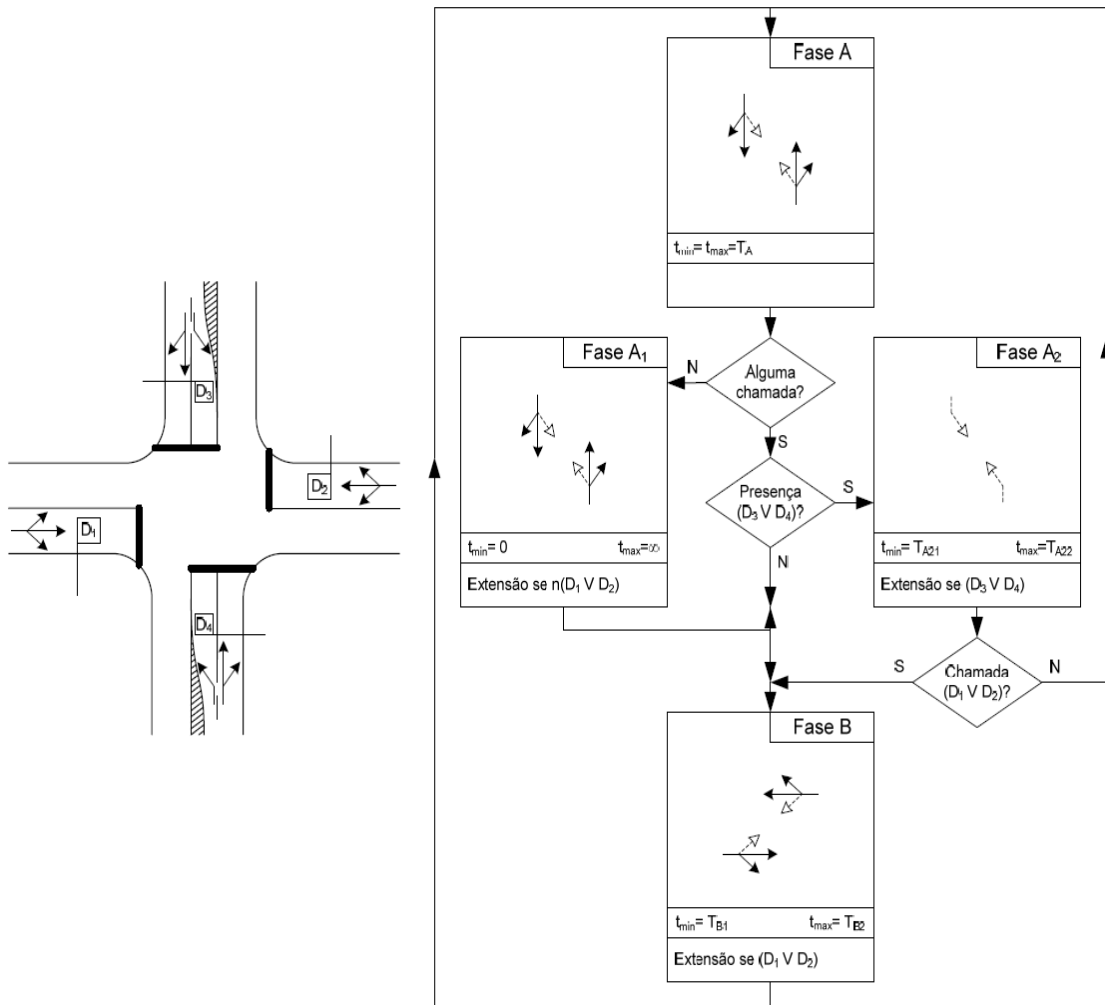


Figura 4.5: Exemplo de solução semiatuada com fase especial para viragens à esquerda (Costa *et al* (2008)).

4.8. SOLUÇÃO COM ATIVAÇÃO DINÂMICA DE FASE PEDONAL

Para a materialização desta solução é necessário a colocação de botoneiras que recebam e guardem a informação da presença de peões. Consiste na implementação de uma fase exclusivamente pedonal após qualquer uma das fases dedicadas aos veículos, desde que seja dado sinal de presença por parte dos peões através das botoneiras (figura 4.6).

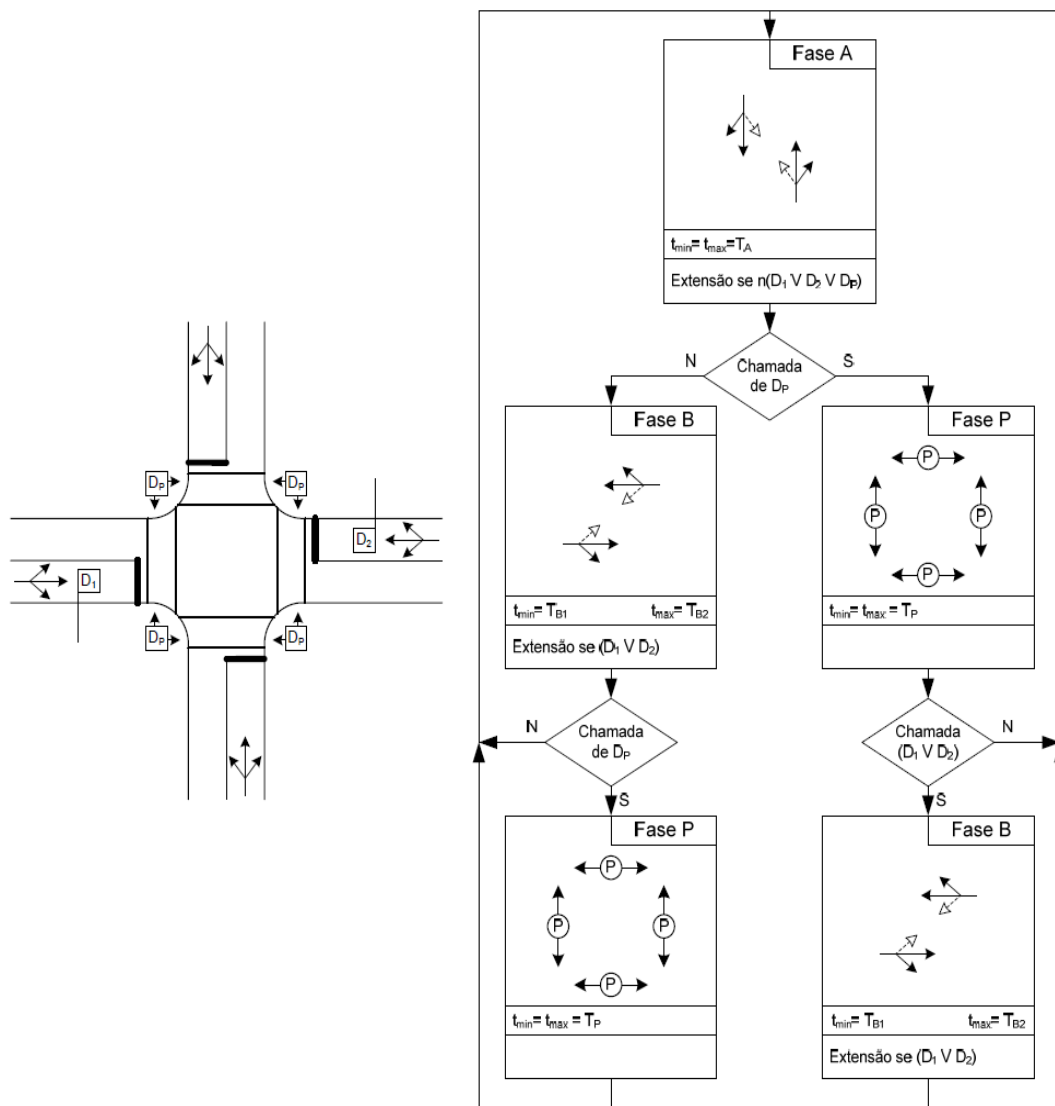


Figura 4.6: Exemplo de solução com ativação dinâmica de fase pedonal (Costa *et al* (2008)).

4.9. ESTRATÉGIAS DEDICADAS A SITUAÇÕES ESPECÍFICAS

As estratégias indicadas de seguida, podendo ser aplicadas juntamente com as referidas nos pontos anteriores, destinam-se a ser aplicadas a situações mais concretas. Não obstante, a sua aplicação contribui significativamente para o correto funcionamento das interseções reguladas por sinais luminosos.

4.9.1. ESTRATÉGIAS ANTIBLOQUEIO

Aplicável em cruzamentos suscetíveis a bloqueios que impedem o escoamento de algumas correntes de tráfego no respetivo sinal de verde devido a filas de espera de outros movimentos que estejam a receber o sinal vermelho. Um dos casos mais comuns é o das vias curtas de viragem à esquerda que, devido ao seu comprimento limitado, pode criar situações em que seja impossível garantir capacidade suficiente para albergar todos os veículos com intenção de virar à esquerda e que impedem o avanço das correntes destinadas aos movimentos em frente ou de viragem à direita até que os veículos situados na via curta

avançam. Para resolver estas situações é aconselhável utilizar um sensor de cauda na via potencialmente problemática de modo a que seja possível prever o bloqueamento e em resposta antecipar o avanço do movimento causador do bloqueio (figura 4.7).

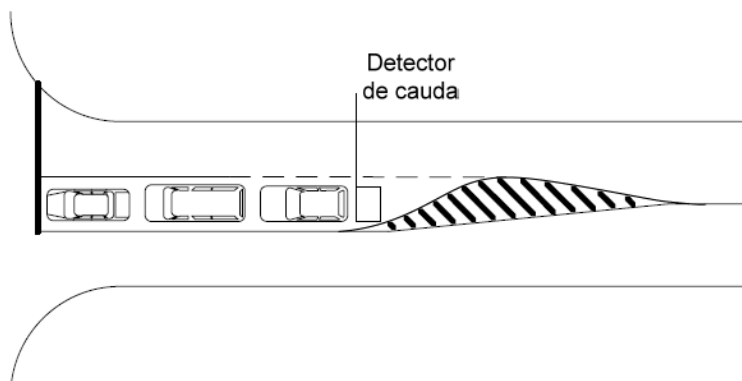


Figura 4.7: Exemplo de estratégia antibloqueio (Costa *et al* (2008)).

Em situações em que haja mais que uma interseção ao longo de um eixo é também bastante útil a implementação de um detetor de cauda a jusante da primeira interseção de forma a evitar que a fila de espera da segunda interseção se propague ao ponto de criar uma situação de bloqueio.

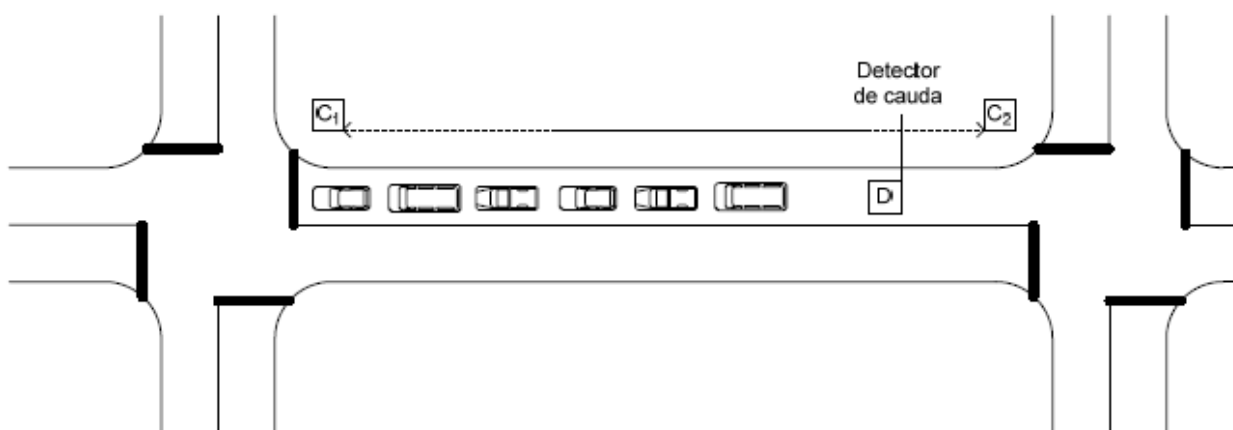


Figura 4.8: Exemplo de implementação de detetor de cauda em acessos congestionados (Costa *et al* (2008)).

4.9.2. ESTRATÉGIAS DE ATRIBUIÇÃO DE PRIORIDADE A VEÍCULOS PRIORITÁRIOS

Presentemente há uma multiplicidade de veículos que adquirem prioridade acima dos veículos comuns simplesmente pela função que lhes compete, como por exemplo os veículos de emergência médica, bombeiros e forças policiais, desde que estes indiquem marcha de emergência com a ativação dos respetivos sinais de emergência, nomeadamente avisos sonoros ou, em casos específicos, avisos luminosos. É portanto necessário que, a nível dos sinais luminosos das interseções, sejam incorporadas um conjunto de estratégias que permita a estes veículos atravessar as interseções com a menor perda de tempo possível. Com as tecnologias atuais, baseadas em sensores, ou *transponders*, colocados nos veículos prioritários, e recetores colocados nos arruamentos a montante das interseções, é possível detetar a aproximação desses veículos, adaptando as sinalizações de modo a facilitar a circulação dos mesmos. Estes tipos de estratégias focam-se principalmente em antecipar a fase que serve o acesso em

que se situa o veículo prioritário caso este chegue ao acesso em questão e este se encontre impedido de avançar seguindo o plano de regulação normal, ou prolongar a fase que serve esse mesmo acesso no caso em que o impedimento de avançar em condições normais se inicia antes do veículo prioritário poder atravessar.

4.10. SISTEMAS DE CONTROLO INTELIGENTES

O aumento da procura do transporte rodoviário afetou significativamente o modo como se estuda os fluxos do tráfego ao longo de uma rede viária, visto que cada vez mais é necessário recorrer a um estudo detalhado da rede abandonando uma análise mais individual considerando as interseções como elementos isolados dos restantes elementos. Com esse aumento da procura é comum surgir situações de congestionamento que não são causados necessariamente por um incorreto dimensionamento dos sinais de verde, mas por uma saturação global do sistema. Daí surgirem novas estratégias de gestão da rede viária onde se avalia as condições de circulação considerando um controlo a nível da rede, contrariamente a um dimensionamento isolado de cada elemento. Não obstante, esse dimensionamento continua a ser necessário pois é com os valores obtidos que se define as estratégias a implementar e se estabelece os limites necessários para garantir níveis de fluidez satisfatórios.

Na atualidade é comum recorrer-se a sistemas de controlo de tráfego que gerem em tempo real a sinalização luminosa não só de uma interseção mas da rede ou de troços específicos da rede, com o objetivo de otimizar em tempo real a sinalização nesses locais dependendo das necessidades das diversas correntes de tráfego ao mesmo tempo que garantem a correta implementação de diversas estratégias de gestão de tráfego, como limitações de velocidade ou prioridade de transporte públicos. Estes sistemas recorrem aos equipamentos tecnológicos e modelos computacionais mais recentes, avaliando a situação atual dentro de uma variedade de situações previamente consideradas e implementando a estratégia ótima. São estes sistemas que garantem a sincronização dos tempos de verde entre as interseções, de modo a facilitar a passagem dos veículos em determinados troços da rede com objetivo de reduzir o número de paragens necessárias e o atraso sofrido pelos condutores.

5

ESTUDO DE CASO

5.1. INTERSEÇÃO A ESTUDAR

No presente capítulo aplica-se os conceitos apresentados anteriormente de modo a avaliar uma situação real de uma interseção relevante para a infraestrutura rodoviária da cidade de Porto, nomeadamente a interseção situada em frente à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (figura 5.1). Esta interseção materializa a ligação entre o eixo principal Rua Dr. Roberto Frias, que se desenvolve entre a Faculdade de Economia da Universidade do Porto e o Hospital São João, e a Rua D. Frei Vicente da Soledade e Castro, delimitada pela FEUP e a Rua Henrique de Sousa Reis. A interseção apresenta um caso particular pois o eixo principal apresenta uma outra ligação à Rua Dr. Plácido da Costa que, pela proximidade com a ligação referida anteriormente, exige uma regulação dos sinais luminosos considerando ambas as ligações como uma única interseção, pelo que a regulação admite um plano conjunto para as duas ligações.



Figura 5.1: Interseção em estudo (Google Maps 2016).

5.2. GEOMETRIA DA INTERSEÇÃO

O eixo principal da interseção é composto pela Rua Dr. Roberto Frias que apresenta três vias de circulação, duas destinadas ao sentido FEP → Hospital São João e uma ao sentido inverso. Na ligação com a Rua D. Frei Vicente da Soledade e Castro, as duas vias no sentido do Hospital apresentam uma afetação ao tráfego diferente: a via da direita permite seguir em direção ao Hospital ou viragem à direita para a FEUP, enquanto a via da esquerda apenas permite movimentos em frente. O eixo que liga a FEUP

à Rua Dr. Roberto Frias é composto por duas vias no sentido dessa rua, a da esquerda para viragens à esquerda e a da direita para viragens à direita, e por duas vias no sentido da Rua Henrique Sousa Reis. De ter em conta que a capacidade da interseção não depende da via escolhida após a viragem. Na ligação do eixo principal com o Hospital São João continuam a existir três vias mas que sofrem alterações relativamente aos movimentos permitidos ao longo do eixo: enquanto a via da direita destina-se exclusivamente a seguir em frente, a via da esquerda permite viragens à esquerda para a Rua Dr. Plácido da Costa. Só após esta ligação é que ambas as vias se destinam exclusivamente a seguir em frente. Relativamente ao sentido oposto, a via apresenta a particularidade de se destinar apenas a veículos de transporte coletivo, táxis ou veículos prioritários até a ligação com a Rua Dr. Plácido da Costa e só nas proximidades da ligação com a FEUP é permitido o trânsito a todos os veículos. Esquemáticamente a interseção em estudo pode ser representada como na figura 5.2. Atualmente já existe semáforos junto às linhas de paragem de cada corrente e nos extremos das travessias pedonais, pelo que estes serão considerados na intervenção.

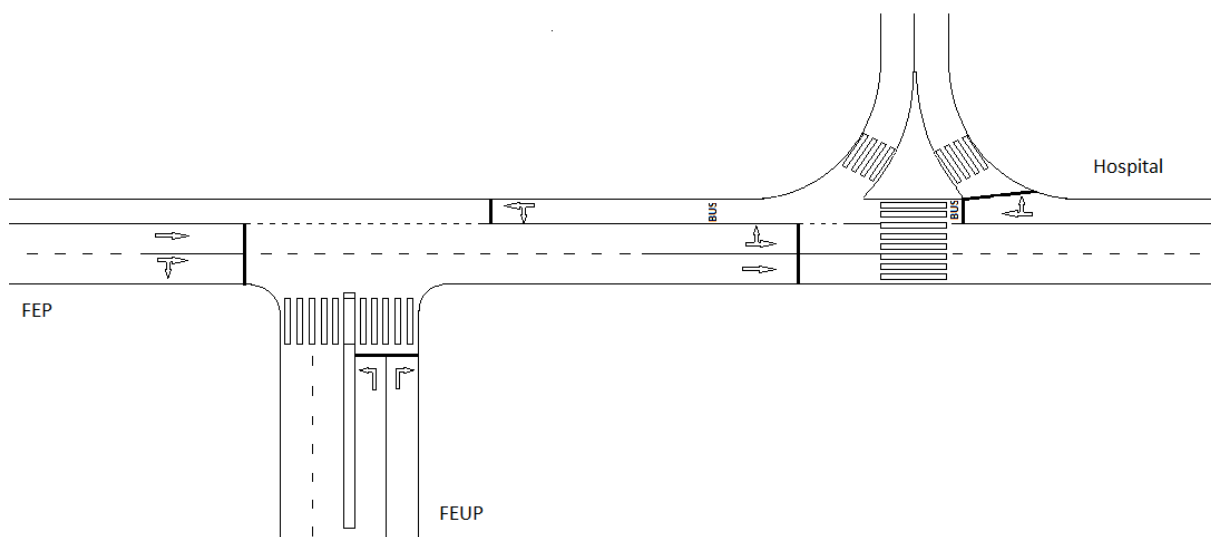


Figura 5.2: Esquema da interseção em estudo.

5.3. RECOLHA DE DADOS

De modo a ser possível estudar a interseção e a implementação correta de um plano de regulação de sinais luminosos é necessário realizar a contagem dos volumes afluentes a cada via, bem como a composição desses volumes de modo a posteriormente calcular-se os débitos de saturação de cada corrente.

Os períodos de estudo escolhidos correspondem a duas horas que incluem os períodos de ponta da manhã e da tarde, nomeadamente o período 17:30-18:30h do dia 19 de maio e o período 8:30-9:30h do dia 20 de maio.

Devido à reduzida quantidade de equipamento disponível, o método de recolha de dados foi uma combinação entre imagem de vídeo e contagem manual. Foi colocada uma câmara de vídeo na posição indicada na figura 5.3 que, através de rotação manual por parte do operador, filmou os fluxos das correntes com origem na Rua Dr. Roberto Frias no sentido da FEP para o Hospital (posição 1) e das correntes da Rua D. Frei Vicente da Soledade e Castro juntamente com os movimentos de viragem à direita de modo a ser possível quantificar a via preferencial após a viragem. Simultaneamente um

observador situado na posição indicada na figura 5.3 realizou as contagens dos veículos que realizam a viragem à esquerda para a Rua Dr. Plácido da Costa e dos veículos na via BUS. A contagem dos veículos que seguem em frente na Rua Dr. Roberto Frias foi feita indiretamente, subtraindo os veículos que viram para a Rua Dr. Plácido da Costa às correntes com origem nas vias da FEP com movimento em frente e a corrente de viragem à direita da FEUP. Os valores obtidos nas contagens realizadas apresentam-se em anexo.

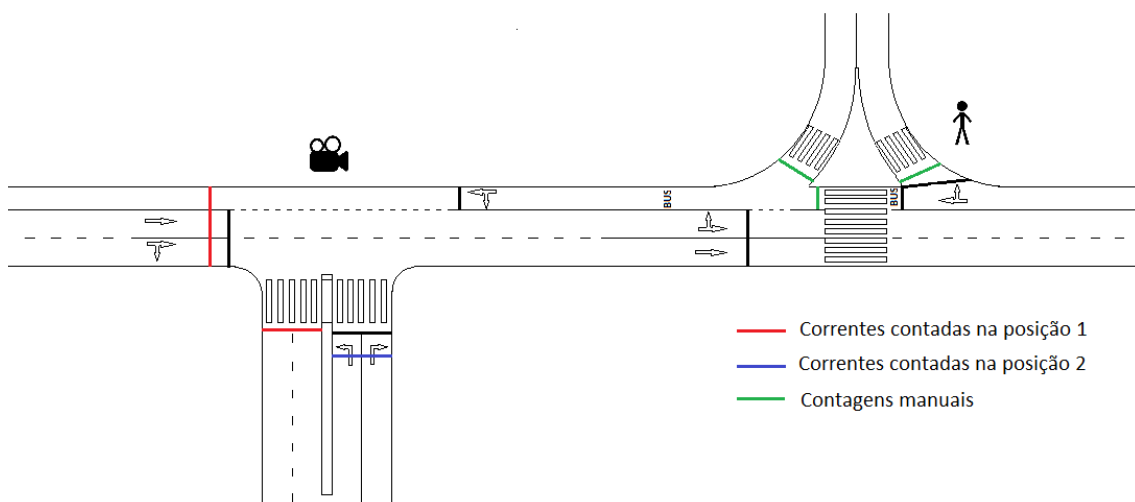


Figura 5.3: Esquema de contagens.

Após as contagens agregou-se os veículos, convertidos em unidades veículo ligeiro, de todas as correntes de modo a conhecer os 15 minutos mais carregados para cada uma das horas de estudo, conforme as tabelas seguintes.

Tabela 5.1: Contagens totais período da manhã

Intervalo de tempo	Total de veículos (u.v.l.)
8:30-8:45	968
8:45-9:00	950
9:00-9:15	836
9:15-9:30	905

Tabela 5.2: Contagens totais período da tarde

Intervalo de tempo	Total de veículos (u.v.l.)
17:30-17:45	838
17:45-18:00	849
18:00-18:15	921
18:15-18:30	861

Concluiu-se que os 15 minutos mais carregados de cada hora correspondem aos períodos 8:30-8:45h e 18:00-18:15h. Foi para estes períodos que se efetuou o cálculo dos débitos de saturação de cada movimento de forma a ser possível implementar um dos métodos de regulação a tempos fixos com o objetivo de obter os tempos de verde das correntes críticas e a duração do ciclo ótimo.

5.4. TEMPOS DE VERDE MÁXIMO

Para obter a duração dos tempos de verde a implementar numa estratégia de regulação de sinais luminosos atuados ou semiatuados é necessário inicialmente aplicar um dos métodos de regulação a tempos fixos de modo a obter o valor máximo do verde das correntes críticas. Vimos anteriormente que a decisão do método a implementar depende principalmente das fases escolhidas: quando se dá permissão de avanço de cada corrente em apenas uma fase o método de Webster é preferível, enquanto a aplicação do método de Akcelik (ou o Método Australiano Adaptado) aplica-se principalmente em interseções onde pelo menos uma corrente tem permissão para avançar em mais que uma fase, casos em que a identificação da corrente significativa não é tão óbvia.

5.4.1. DEFINIÇÃO DAS CORRENTES

A identificação das correntes de tráfego deve ser feita inicialmente, de modo a facilitar imediatamente a elaboração de um esquema de fases. Deste modo, foram consideradas as seguintes correntes, com os títulos atribuídos de forma a tornarem-se mais intuitivos:

- Corrente FEP: composta pelos dois movimentos em frente da Rua Dr. Roberto Frias com origem da FEP e do movimento de viragem à direita para a Rua D. Frei Vicente da Soledade e Castro.
- Corrente FEUP Esquerda: movimento de viragem à esquerda com origem na Rua D. Frei Vicente da Soledade e Castro.
- Corrente FEUP Direita: movimento de viragem à direita com origem na Rua D. Frei Vicente da Soledade e Castro.
- Corrente Centro: composta pelos dois movimentos em frente em direção ao Hospital S. João e o movimento de viragem à esquerda para a Rua Dr. Plácido da Costa.
- Corrente TP: composta pelos dois movimentos da via exclusiva para transportes públicos.
- Corrente TP c/ conflito FEUP: corresponde ao movimento em frente realizado no fim do corredor exclusivo para transporte públicos
- Corrente P1: composta pelos movimentos pedonais das 3 passadeiras com zona de espera no centro.
- Corrente P2: Movimento pedonal que conflitua com as viragens à direita da Rua Dr. Roberto Frias.
- Corrente P3: Movimento pedonal que conflitua com as correntes de origem da FEUP.

É de referir também que no fim do corredor de transportes públicos é permitido virar à esquerda no sentido da FEUP. No entanto, nas duas horas de estudo apenas foi contado um veículo a realizar esse movimento. Como tal podemos admitir que a viragem à esquerda é realizada com oposição e que o veículo avança ou nos intervalos entre veículos aceitáveis ou no tempo de interverde das correntes FEUP e FEP.

5.4.2. DÉBITOS DE SATURAÇÃO TEÓRICOS

Devido à multiplicidade de movimentos existentes na interseção e à limitação de recursos disponíveis, torna-se muito exigente a determinação do débito prático de cada corrente, pelo que para o caso em

estudo considerou-se suficiente atribuir para os débitos de saturação das correntes os calculados aplicando o método proposto por Webster. Os débitos obtidos para as correntes nos períodos estudados são então os apresentados de seguida, com os cálculos realizados em anexo.

Tabela 5.3: Débitos de saturação teóricos período 8:30-9:30h

Corrente	Débito de Saturação (veic/h)
FEP	3333
FEUP Esq.	1542
FEUP Dir.	1360
Centro	3420
TP	1270
TP conflito FEUP	1180

Tabela 5.4: Débitos de saturação teóricos período 17:30-18:30h

Corrente	Débito de Saturação (veic/h)
FEP	3312
FEUP Esq.	1579
FEUP Dir.	1371
Centro	3409
TP	1313
TP conflito FEUP	1270

5.4.3. ESQUEMA DE FASES

A escolha das correntes com permissão para avançar em cada uma das fases é um dos pontos mais importantes para uma correta implementação de sinais luminosos. Deve ser estabelecida uma ordem de execução de movimentos sem que se crie conflitos primários e evitando, sem prejuízo do tempo do ciclo ou aumento do número de fases, os conflitos secundários. Em situações que tal seja impossível deve conceder-se permissão para avançar às correntes que necessitam de fase própria com algum critério de modo a que o impacto da adição de uma fase para esses movimentos seja a menor possível. Deste modo, concluiu-se que, para o caso em estudo, o melhor esquema de fase é constituído por três fases, indicadas nas figuras seguintes, com as respetivas correntes que podem avançar, sendo de observar que é o esquema existente.

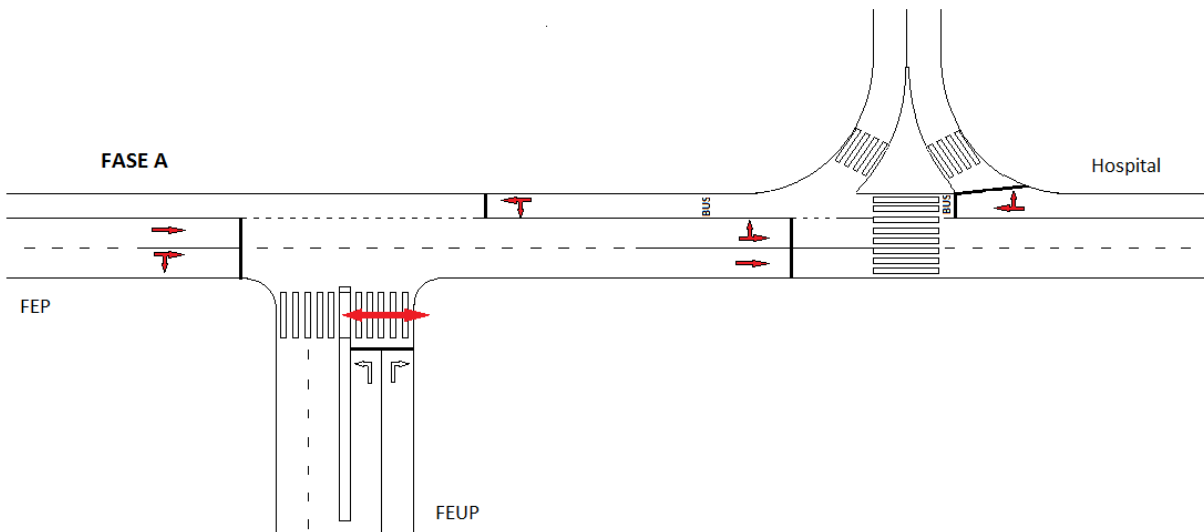


Figura 5.4: Esquema da fase A.

Na fase A avançam as correntes FEP, Centro, TP, TP c/ conflito FEUP e a corrente pedonal P3 com destino em direção à FEP mas com paragem na zona de espera.

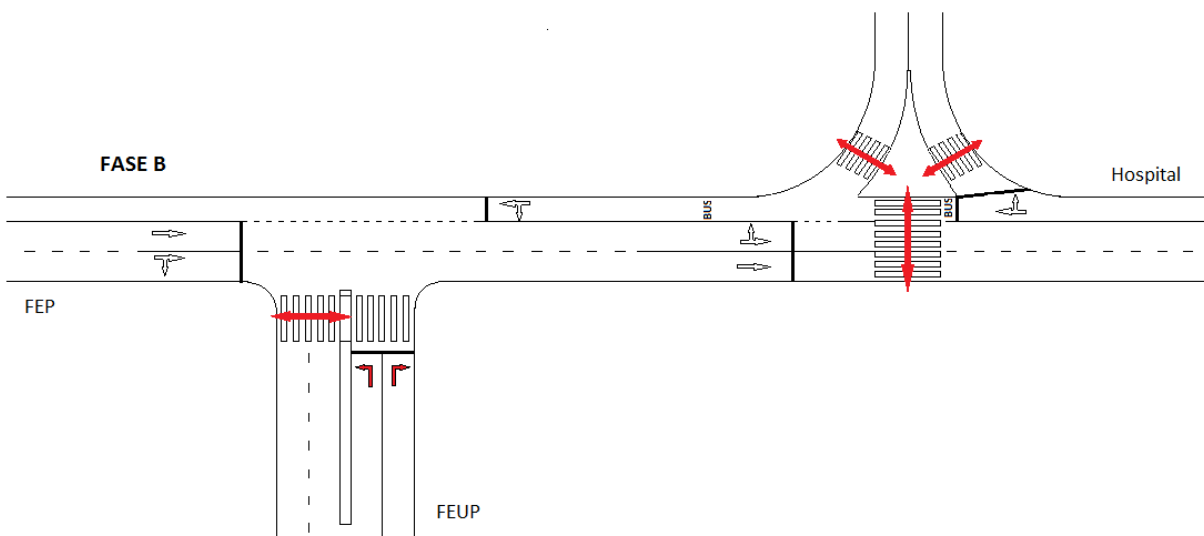


Figura 5.5: Esquema da fase B.

Na fase B avançam as correntes FEUP Esquerda e FEUP Direita e as correntes pedonais P1 e P2.

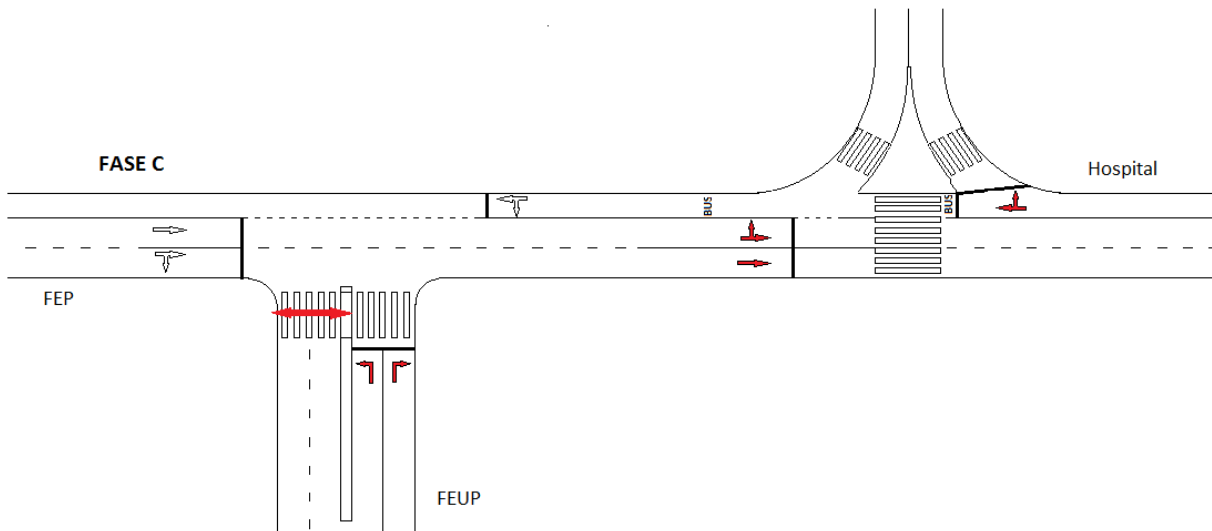


Figura 5.6: Esquema da fase C.

Na fase C permite-se o avanço das correntes FEUP Esquerda, FEUP Direita, Centro, TP e corrente pedonal P2 com paragem na zona de espera. A corrente TP é obrigada a parar no fim do corredor BUS por um semáforo aí colocado de modo a impedir conflito entre essa corrente e a corrente FEUP Esquerda.

Como é perceptível pelo esquema de fases proposto, existe mais que uma corrente com permissão para avançar em mais que uma fase, pelo que se torna menos praticável a aplicação do método de Webster para dimensionamento dos tempos de verde, como tal o método de dimensionamento a usar foi o Método Australiano Adaptado.

5.4.4. APLICAÇÃO DO MÉTODO AUSTRALIANO ADAPTADO

De acordo com a sequência de fases descrita anteriormente, construiu-se a rede de circuitos críticos. De notar que considerou-se que a corrente Centro realiza-se sem oposição, o que não é necessariamente verdade. Contudo, como iremos ver de seguida, a oposição oferecida pelos transportes públicos é mínima pelo que não vai alterar a identificação das correntes críticas. Os tempos de interverde considerados foram 5 segundos compostos por 3 segundos de amarelo intermitente e 2 segundos de vermelho, e o tempo de verde mínimo de 8 segundos.

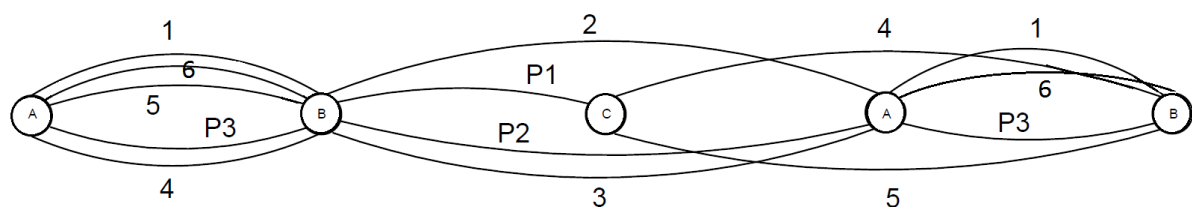


Figura 5.7: Rede de circuitos críticos.

5.4.4.1. Período de 8:30-9:30h

No dimensionamento do período da manhã, considerou-se para um tempo de ciclo inicial e grau de saturação os aconselhados 100 segundos e 0,85, respetivamente, de tal forma que os tempos t necessários para cada corrente são os da seguinte tabela.

Tabela 5.5: Tempos necessários para cada corrente período 8:30-9:30h

Corrente	q	s	u	$t = \max((g + I); (uC + I))$
FEP (1)	1552	3333	0.548	60
FEUP Esq. (2)	308	1542	0.235	29
FEUP Dir. (3)	344	1360	0.298	35
Centro (4)	1484	3420	0.511	56
TP (5)	60	1270	0.056	13
TP conflito FEUP (6)	40	1180	0.040	13

Então temos que, segundo a rede construída, os possíveis circuitos críticos são:

- De A→A: 60+35=95s;
- De B→B: 35+60=95s ou 15+56=71s.

Então o circuito crítico é o constituído pelas correntes FEP e FEUP Direita.

O ciclo ótimo C_o é calculado com recurso à expressão de Webster (6,3) em que entra o índice de carga da interseção Y (6.12) e o tempo perdido por ciclo L (6.13), obtendo-se um tempo de 71 segundos.

Com o objetivo de confirmar as correntes críticas é necessário repetir o cálculo dos tempos t mas para a duração do ciclo de 71 segundos.

Tabela 5.6: Confirmação do circuito crítico período 8:30-9:30h

$t = \max((g + I); (uC + I))$
44
22
27
41
13
13

Os novos possíveis circuitos críticos são então:

- De A→A: 44+27=71s;
- De B→B: 15+41=56s ou 27+44=71s.

Assim sendo, confirma-se que as correntes críticas são as correntes FEP e FEUP Direita. De notar que na corrente Centro insere-se o movimento de viragem à esquerda com oposição. No entanto, e como podemos comprovar pelos circuitos possíveis, é desnecessário ter esse facto em consideração uma vez que existe uma discrepância de 15 segundos entre o circuito realmente crítico e o circuito que envolve a corrente 4. Para que o circuito crítico altere é necessário que a corrente que oferece oposição tenha um volume considerável. Como se verifica pelas contagens o volume de oposição é de 25 veículos no

período da manhã, e acrescido o facto de que este método é aplicado somente para obter os tempos de verde das correntes críticas, o efeito da oposição pode ser desprezado.

Os tempos de verde das correntes críticas são então:

Tabela 5.7: Tempos de verde das correntes críticas período 8:30-9:30h

Corrente	Tempo de verde (s)	Grau saturação
FEP (1)	39	0.85
FEUP Direita (3)	22	0.82

5.4.4.2. Período de 17:30-18:30h

À semelhança do período da manhã, aplicou-se o Método Australiano Adaptado para atribuição dos tempos de verde às correntes, atribuindo mais uma vez um tempo de ciclo inicial de 100 segundos e um grau de saturação de 0,85.

Tabela 5.8: Tempo necessário para cada corrente período 17:30-18:30h

Corrente	q	s	u	$t = \max((g + l); (uC + l))$
FEP (1)	1520	3312	0.540	46
FEUP Esq. (2)	196	1579	0.146	20
FEUP Dir. (3)	412	1371	0.354	41
Centro (4)	1480	3409	0.511	56
TP (5)	24	1313	0.021	13
TP conflito FEUP	20	1270	0.019	13

Temos então como possíveis circuitos críticos:

- De A→A: $46+41=87s$;
- De B→B: $41+46=87s$ ou $15+56=69s$.

Logo o circuito crítico é constituído pela corrente FEP e FEUP Dir.

O ciclo ótimo no caso do período da tarde, obtido com recurso à expressão proposta por Webster, tem a duração de 83 segundos.

Mais uma vez é necessário confirmar se, para uma duração do ciclo igual à ótima, o circuito crítico se mantém.

Tabela 5.9: Confirmação do circuito crítico período 17:30-18:30h

$t = \max((g + I); (uC + I))$
50
17
33
47
13

Os possíveis circuitos críticos são:

- De A→A: 50+33=83s;
- De B→B: 33+50=83s ou 15+47=60s.

Confirma-se que o circuito crítico é composto pelas correntes FEP e FEUP Direita.

Os tempos de verde são calculados pelo mesmo procedimento aplicado no período da manhã e apresentam os valores da tabela seguinte.

Tabela 5.10: Tempos de verde período 17:30-18:30h

Corrente	Tempo de verde (s)	Grau saturação
FEP (1)	44	0.87
FEUP Dir. (3)	29	0.86

5.4.4.3. Apreciação dos resultados da regulação por tempos fixos

Após a regulação dos sinais luminosos aplicando um dos métodos de regulação por tempos fixos, nomeadamente o Método Australiano Adaptado, nota-se que o período em que a interseção se encontra mais carregada é o período da tarde, que se traduz numa maior exigência de tempos de verde necessários para as correntes mais carregadas e, conseqüentemente, numa maior duração do ciclo. Com isto entende-se que, num passo posterior em que se aplica uma regulação atuada, as procuras a satisfazer no dimensionamento dos sinais luminosos são as do período da tarde. Devido à variação dos tempos de verde atribuídos a cada corrente inerente às soluções atuadas, ao criar uma solução otimizada para o período mais carregado estamos simultaneamente a dimensionar, se bem que de forma subótima, para períodos menos carregados em que a resposta do sistema será automática e traduz-se numa redução de tempos de verde. Como tal, o período a avaliar de modo a atribuir uma regulação atuada corresponde ao período da tarde, mais concretamente os dados obtidos entre as 17:30-18:30h.

5.5. SIMULAÇÃO COM SOFTWARE PTV VISSIM

A análise de desempenho de uma solução atuada ou semiatuada apresenta a dificuldade de não ser facilmente aplicável as expressões de determinação dos parâmetros de desempenho da interseção. Existem alguns modelos que se adaptam às alterações dos tempos de verde e da duração do ciclo inerentes à regulação atuada mas que admitem algumas simplificações que podem alterar

relevantemente alguns dos valores obtidos. Nestas situações é aconselhável a aplicação de um de vários programas de *software* existentes que simulam com bastante rigor, desde que os parâmetros de entrada sejam aplicados corretamente, a situação real consequente da regulação atribuída.

Na aplicação do *software* PTV Vissim, o modelo de circulação dos veículos é o modelo de *car-following* desenvolvido por Wiedemann (1974), em que se admite que um condutor que viaje a uma velocidade superior ao veículo da frente inicia a redução de velocidade quando se apercebe que esta é necessária. Como o condutor não conhece exatamente a velocidade a que o veículo da frente circula, existe um intervalo de tempo em que desacelera até uma velocidade inferior. Após essa redução o condutor apercebe-se que pode acelerar novamente em consequência da velocidade relativa ser negativa até se aperceber novamente que se aproxima do veículo da frente. Então esse veículo segue uma sequência de acelerações e desacelerações pouco perceptíveis mas que são consideradas para as distribuições de velocidade e de proximidade entre veículos aplicadas no *software*.

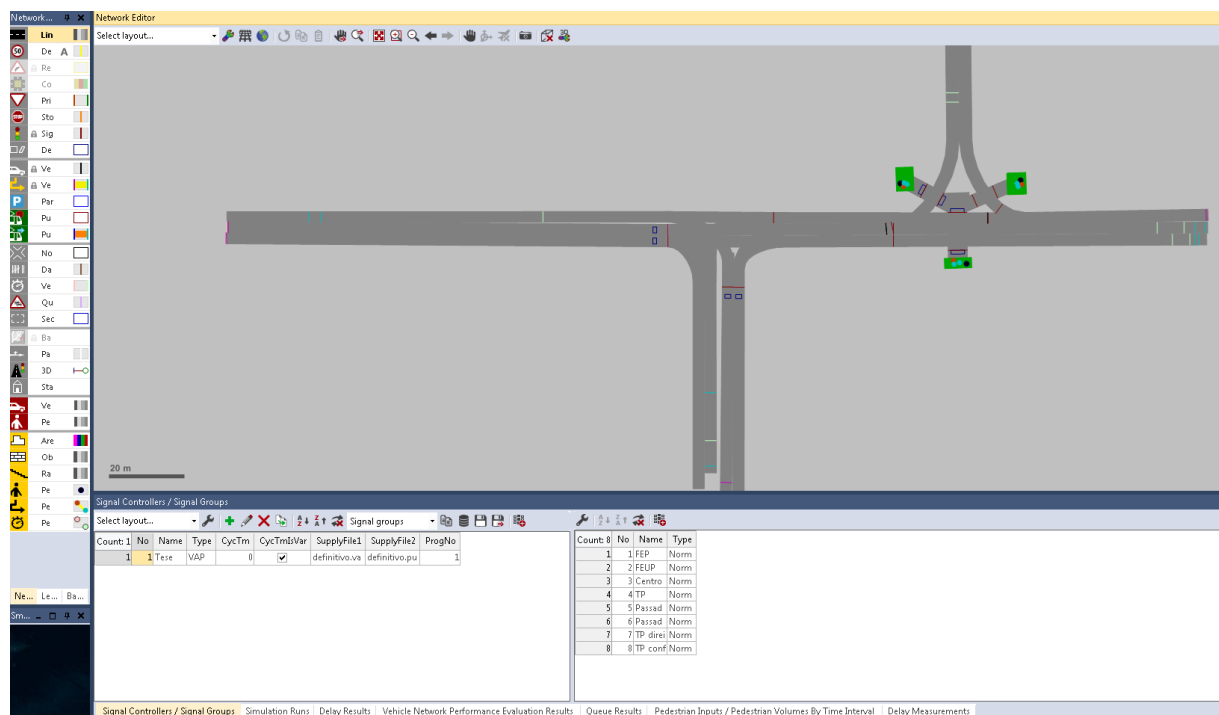


Figura 5.8: Interface *software* PTV Vissim.

Os parâmetros de entrada no programa são:

- Geometria da interseção;
- Tempo de amarelo de cada corrente: 3 segundos;
- Tempos de limpeza: 2 segundos, correspondente ao conflito entre a corrente FEP e FEUP Direita;
- Verde mínimo de cada corrente: 10 segundos para as correntes FEP e FEUP, garantindo que os peões atravessam em segurança as passadeiras em conflito com essas correntes.
- Velocidade média de circulação: 50 km/h;
- Volumes de veículos de cada via, juntamente com as percentagens de veículos de cada classe e percentagem de viragens: atribuídos através das medições de campo;
- Reduções de velocidade nas viragens;
- Distância dos sensores à linha de paragem;
- Intervalo de tempo máximo entre veículos consecutivos;

- Zonas de conflito e respetivos movimentos prioritários.

Face à natureza microscópica do modelo, o programa não permite atribuir diretamente os débitos de saturação de cada via, visto que considera que este valor é dependente de uma grande variedade de fatores. Esta questão é ultrapassada com uma representação o mais precisa possível da geometria da interseção e dos volumes de entrada no sistema juntamente com as viragens efetuadas. De notar também que o programa não apresenta predefinidamente a categoria de veículos motorizados de duas rodas. No entanto como os volumes desta categoria são diminutos estes foram contados como veículos ligeiros.

Como parâmetros de saída foram escolhidos como relevantes:

- Atraso médio dos veículos na interseção;
- Atraso médio da corrente FEP;
- Atraso médio da corrente FEUP Direita.

5.5.1. PROGRAMAÇÃO DO PLANO DE REGULAÇÃO

Para o programa simular a sinalização luminosa, é necessário recorrer ao uso de um *software* que é proporcionado em conjunto com a licença do *PTV Vissim*, denominado *VISVAP*, que através da programação de uma sequência lógica estabelece a ligação entre os sinais luminosos e define o início dos sinais de verde atribuindo primeiramente os tempos de interverde considerados anteriormente. Para que se programe a sequência lógica é necessário definir a sequência de sinais tendo em conta a deteção de presença de veículos ou peões nas várias correntes. Como tal, decidiu-se previamente considerar que os sensores serão colocados nas correntes FEP, FEUP Esquerda, FEUP Direita e TP. As estratégias a aplicar inicialmente são a extensão dos tempos de verde das correntes FEP e FEUP e a ativação seletiva das correntes pedonais.

Após algumas simulações teste foi possível retirar algumas ilações sobre o funcionamento da interseção em estudo e permitiram calibrar a simulação de modo a que se satisfaça um conjunto de critérios que facilmente se entende que reduzem o atraso médio dos veículos na interseção como diminui o enorme número de variáveis presentes na interseção e, consequentemente, as simulações a realizar. São eles:

- As correntes de peões com atravessamento nas travessias junto da linha de paragem das correntes FEUP e após a viragem à direita da corrente FEP não foram consideradas por influenciarem apenas o verde mínimo das correntes de oposição, pelo que essa questão foi traduzida em simulação atribuindo para os tempos de verde mínimo das correntes FEP e FEUP o valor de 10 segundos.
- *Offset* entre os fins de verde das correntes FEP e Centro de 3 segundos, o suficiente para em condições normais os veículos da corrente FEP conseguirem atravessar a corrente Centro e em simultâneo aproveitar o tempo de percurso dos veículos que entretanto avançam na corrente FEUP Direita. Verificou-se que menos de 3 segundos força alguns dos veículos a parar antes do semáforo da corrente Centro, diminuindo a quantidade de veículos da corrente da FEUP que podem colocar-se em espera na zona interior da interseção, originando em alguns ciclos um atraso no fecho dessa corrente e consequentemente a abertura da corrente FEP.
- Sinal de verde da corrente TP em simultâneo com o sinal de verde da corrente FEP mas com duração de 10 segundos, suficiente para passagem de dois autocarros. É também a solução óbvia a adotar devido aos volumes que viram à esquerda, visto que a gama de valores que se costuma atribuir para os volumes de viragem à esquerda sem tratamento especial ronda os 100 veíc/h e no caso em questão este é excedido consideravelmente pelo que é necessário a redução do tempo de verde da corrente de oposição através da aplicação de *early cut-off*. Em termos de atraso total

esta solução é a mais favorável pois diminui a janela de tempo em que o movimento de viragem à esquerda se faz com oposição, preferindo-se aumentar o tempo de espera dos veículos de transporte público do que potencialmente impedir o escoamento de uma das vias da corrente Centro.

- Tempo destinado às correntes de peões da zona centro de 15 segundos, o suficiente para atravessamento da passadeira mais longa, dependendo da deteção de presença nos sensores. É de salientar que o efeito concreto das botoneiras é geralmente desconhecido para os peões pelo que este equipamento pode ser insuficiente para detetar a necessidade de abertura das correntes dos peões, daí se considerar necessário a colocação de sensores de presença sem memória do tipo tapete. Esta solução é aplicada conjuntamente com as botoneiras existentes de forma a possibilitar a abertura das correntes pedonais em caso de falha de um dos sistemas. No entanto, devido ao elevado custo proveniente da inserção de sensores de deteção de presença de peões nas várias correntes, é uma solução a evitar. Esta situação merece uma sensibilização para o funcionamento das botoneiras, que não se enquadra no âmbito deste trabalho, pelo que se considera a colocação dos referidos sensores.
- Viragem à direita da via de transportes públicos com amarelo intermitente em simultâneo com verde do atravessamento pedonal em conflito, com cedência de prioridade para os peões, exceto aquando da ativação de todos os sinais de verde para os peões, situação em que o sinal de viragem à direita fica vermelho. Esta opção é preferível devido ao baixo número de veículos conflitantes mas que simultaneamente compõe uma percentagem considerável do volume de veículos da via, pelo que permitir que o avanço destes se realize em várias fases do ciclo reduz substancialmente o tempo de espera desses veículos.
- Sinal de verde da corrente Centro em todo o ciclo exceto durante o verde das correntes pedonais.

Por último é necessário referir um critério que merece destaque que é a atribuição do tempo de verde mínimo para as correntes FEUP de 18 segundos nos ciclos em que se atribui tempo de verde das correntes pedonais. Imagine-se a situação em que se permite o avanço da corrente FEUP Direita mas que, devido à deteção de presença de peões, é cortada a corrente Centro. Obrigatoriamente origina-se fila de espera atrás da linha de paragem dessa corrente, podendo em períodos de ponta exceder a linha de paragem da corrente FEUP Direita mas no entanto não ser detetada pelo sensor. Se o corte dessa corrente se realizar antes dos 18 segundos, e em consequência se permitir o avanço da corrente FEP, cria-se um conflito entre os veículos que ultrapassaram a linha de paragem da corrente FEUP mas que não puderam introduzir-se completamente na corrente Centro e os veículos que avançam na corrente FEP, criando uma zona de estrangulamento. Esta situação é resolvida se atribuirmos à partida 18 segundos de verde mínimo para as correntes FEUP de modo a que, caso esta seja cortada ao fim desse tempo, a corrente Centro já tem permissão para avançar e, conjuntamente com o tempo de interverde das correntes FEP e FEUP, permite que os veículos que poderiam encontrar-se em situação de conflito se insiram completamente na corrente.

As variáveis a considerar nas simulações são então:

- Intervalo de tempo entre deteções de veículos consecutivos na corrente FEP: 2, 3 ou 4 segundos;
- Intervalo de tempo entre deteções de veículos consecutivos nas correntes FEUP: 2, 3 ou 4 segundos;
- Posição dos sensores colocados nas vias da corrente FEP: 3, 4 ou 5 metros;
- Posição dos sensores colocados nas vias das correntes FEUP: 3 ou 4 metros.

5.5.2. RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

As simulações correspondem às diferentes combinações entre as variáveis indicadas. Como dentro do modelo considerado pelo programa existe uma certa alietoriedade na distribuição dos volumes ao longo do período de estudo foram realizadas duas simulações para cada combinação de valores de modo a obter uma média mais precisa. A duração de cada simulação é de 4500 segundos, com os primeiros 900 segundos para preencher o sistema e os restantes 3600 segundos para simular uma hora inteira com os volumes de uma hora ponta. De forma a estabelecer valores comparativos considerou-se para os volumes de peões o suficiente para que em todos os ciclos exista o tempo de verde destinado aos peões. Os resultados mais relevantes das simulações apresentam-se nas tabelas seguintes, com a última linha a permitir uma comparação da aplicação das referidas estratégias com a regulação a tempos fixos.

Tabela 5.11: Excerto tabela simulações: Atrasos mínimos para a corrente FEP.

Distância sensor FEP (m)	Distância sensor FEUP (m)	Extensão corrente FEP (s)	Extensão correntes FEUP (s)	Atraso médio corrente FEP (s)	Atraso médio corrente FEUP Direita (s)	Atraso Médio Global (s)
5	4	4	2	11.09	32.95	17.78
5	3	4	2	12.74	34.50	17.91
3	4	4	2	12.84	33.95	17.89
4	4	4	2	12.86	33.53	17.84
4	3	4	2	13.01	34.06	18.08
4	4	4	3	13.13	34.71	18.29
4	4	3	2	13.17	30.73	17.31
3	4	3	2	13.20	30.39	17.31
Tempos fixos				18.17	38.82	21.86

Tabela 5.12: Excerto da tabela de simulações: Atrasos mínimos para a corrente FEUP Direita.

Distância sensor FEP (m)	Distância sensor FEUP (m)	Extensão corrente FEP (s)	Extensão correntes FEUP (s)	Atraso médio corrente FEP (s)	Atraso médio corrente FEUP Direita (s)	Atraso Médio Global (s)
4	3	2	4	16.50	23.80	18.98
5	3	2	2	14.66	25.23	17.07
4	3	2	2	14.55	25.47	17.02
3	3	2	3	15.73	26.14	17.98
5	4	2	3	16.03	26.44	18.13
5	3	2	3	15.81	26.87	18.05
5	4	2	2	14.71	27.01	17.47
3	4	2	2	14.39	27.06	17.12
Tempos fixos				18.17	38.82	21.86

Tabela 5.13: Excerto da tabela de simulações: Atrasos mínimos globais.

Distância sensor corrente FEP (m)	Distância sensor corrente FEUP (m)	Extensão corrente FEP (s)	Extensão correntes FEUP (s)	Atraso médio corrente FEP (s)	Atraso médio corrente FEUP Direita (s)	Atraso Médio Global (s)
4	3	2	2	14.55	25.47	17.02
5	3	2	2	14.66	25.23	17.07
3	4	2	2	14.39	27.06	17.12
3	4	3	2	13.20	30.39	17.31
4	4	3	2	13.17	30.73	17.31
4	4	2	2	14.64	28.08	17.46
5	4	2	2	14.71	27.01	17.47
4	3	3	2	13.30	31.15	17.56
Tempos fixos				18.17	38.82	21.86

5.5.3. UMA ABORDAGEM ALTERNATIVA: EXTENSÃO DAS CORRENTES PEDONAIS

Devido à proximidade da interseção com as faculdades e com estações do Metro, em períodos de ponta verifica-se elevados volumes pedonais, pelo que pode justificar-se a extensão do verde das correntes pedonais. As simulações em seguida pretendem avaliar o acréscimo do atraso global sofrido pelos veículos admitindo a colocação dos sensores e o intervalo de extensão definido como ótimo nas simulações anteriores: sensor a 4 metros da linha de paragem da corrente FEP, 3 metros da linha de paragem das correntes FEUP e extensão do tempo de verde de 2 segundos.

As simulações realizadas estudam o acréscimo do atraso admitindo um acréscimo de 2, 4 e 6 segundos das correntes pedonais, mais uma vez garantindo em todos os ciclos a chamada das correntes com o tempo máximo atribuído. Após as simulações iniciais verificou-se que, devido ao acréscimo do verde das correntes pedonais, o tempo de verde máximo para a corrente FEUP Direita torna-se insuficiente para permitir a dissipação da fila de espera pelo que se decidiu simular novamente o acréscimo do verde das correntes pedonais juntamente com um acréscimo do verde da corrente 3 em 2 e 4 segundos.

Tabela 5.14: Simulações com extensão das correntes pedonais.

Extensão correntes FEUP (s)	Extensão correntes pedonais (s)	Atraso médio corrente FEUP Direita (s)	Atraso Médio Global (s)
0	2	33.27	19.04
0	4	35.96	20.76
0	6	36.84	21.45
2	2	31.76	19.45
2	4	35.21	21.18
2	6	36.31	21.70
4	2	32.16	19.17
4	4	34.13	20.73
4	6	37.41	21.49

5.5.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com as simulações foi possível adquirir uma maior sensibilização para o funcionamento dos sensores e permitiu retirar algumas conclusões relativamente ao funcionamento de uma solução semiatuada na interseção em estudo.

De um modo geral, o atraso da corrente da FEP diminui à medida que se aumenta a extensão do tempo de verde dessa corrente e se diminui os das correntes da FEUP. Entende-se facilmente que ao aumentar a extensão do verde da corrente FEP permite-se a passagem de alguns veículos que seriam impedidos em extensões mais curtas. Em simultâneo, ao reduzir a extensão do tempo de verde das correntes FEUP reduz-se a probabilidade de serem detetados veículos consecutivos com um intervalo inferior à extensão pelo que obrigam em algumas situações a um fecho mais cedo das correntes FEUP e consequente abertura da corrente FEP, o que mais uma vez contribui para a diminuição do atraso da corrente.

Relativamente à diminuição do atraso das correntes FEUP, este segue as mesmas regras que da corrente FEP, de modo que para reduzir o atraso de uma corrente deve aumentar-se o intervalo máximo entre deteções dessa corrente e reduzir o da outra.

O atraso global mínimo segundo o primeiro conjunto de estratégias surge na situação em que se atribui os intervalos de deteção máximos de 2 segundos para as duas correntes, com uma distância dos sensores à linha de paragem das correntes FEP e FEUP de, respetivamente, 4 e 3 metros. É perceptível que intervalos de deteção menores tornam o sistema mais preciso do ponto de vista que é preferível impedir o avanço de alguns veículos de uma corrente em situações em que o verde já não se encontra saturado e permitir o avanço de outra corrente que em períodos de ponta terá pelo menos alguns segundos em que o verde será saturado. Em situações normais, era de esperar que o menor atraso global seria atribuído à colocação dos sensores a 3 metros da linha de paragem. Tal não acontece devido à atribuição *a priori* de um desfasamento de 3 segundos entre o corte do verde da corrente FEP e da corrente Centro. A colocação do sensor a 3 metros corresponde a uma situação em que o desfasamento de 3 segundos seria em demasia e existiria um intervalo de tempo que, embora muito reduzido, não beneficia nenhuma das correntes. Por outro lado o aumento da distância do sensor para 5 metros potencia situações em que os veículos da corrente FEP não atravessam a corrente Centro no intervalo de 3 segundos e como tal aumenta o atraso dessa corrente.

Na implementação de extensão do tempo de verde das correntes pedonais era de esperar que o atraso global aumentasse, o que se comprova pelos resultados das simulações. Facilmente se entende que ao atribuir mais tempo de verde às correntes pedonais estamos a aumentar a percentagem do tempo do ciclo em que não permitimos que as correntes de veículos avancem e em consequência aumenta o atraso médio dos veículos na interseção.

Comparativamente com uma regulação considerando os tempos de verde fixos, nota-se uma diferença considerável no atraso médio global na interseção. Tal seria de esperar visto que a regulação atuada permite antecipar o sinal de verde de correntes saturadas em detrimento da passagem de alguns veículos de outras correntes que já não se encontrem saturadas.

5.5.5. DIAGRAMA DE VERDES

Como na solução idealizada existe correntes que podem não ser consideradas em alguns ciclos, nomeadamente as correntes pedonais da zona central, e como a duração das correntes FEUP Esquerda e FEUP Direita são dependentes da existência dessas correntes, não existe um único diagrama que represente na totalidade o plano definido. Como tal, decidiu-se apresentar o diagrama que se considera mais representativo, no qual se admitiu:

- Corrente FEP com o verde máximo admitido de 44 segundos;
- Existência dos 15 segundos de verde para as correntes pedonais sem extensão;
- Correntes FEUP Esquerda e FEUP Direita sem extensão do tempo de verde após o fim das correntes pedonais.

De salientar que é representado o sinal de verde do semáforo da corrente de transportes públicos que certifica que não existe conflito entre essa corrente e a corrente FEUP Esquerda, que não foi considerado para dimensionamento por se considerar *a priori* que recebe sinal de verde em todo o ciclo, exceto quando se permite o avanço da corrente que oferece oposição.

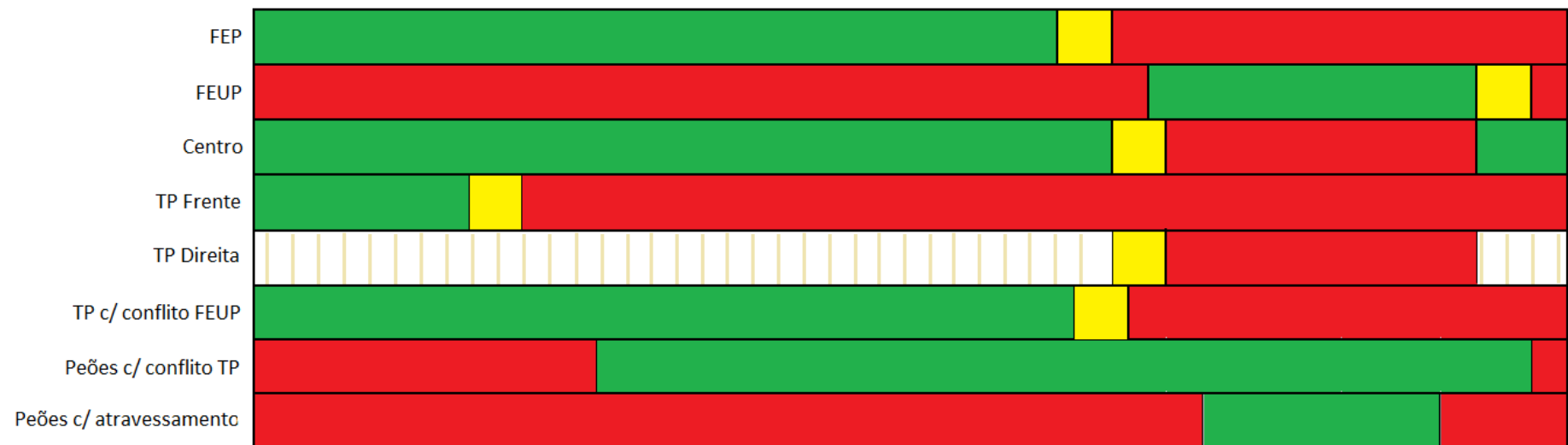


Figura 5.9: Diagrama de verdes: Situação com chamada de todas as correntes e sem extensão das correntes FEP .

5.6. EQUIPAMENTOS E ORÇAMENTO

5.6.1. SENSOR TIPO ESPIRA

Os sensores do tipo espira são os sensores mais utilizados como sistema de detecção de veículos aplicado em estratégias de regulação atuada. O princípio de funcionamento baseia-se na detecção da presença de um veículo por alteração do campo magnético devido à presença de um objeto de metal

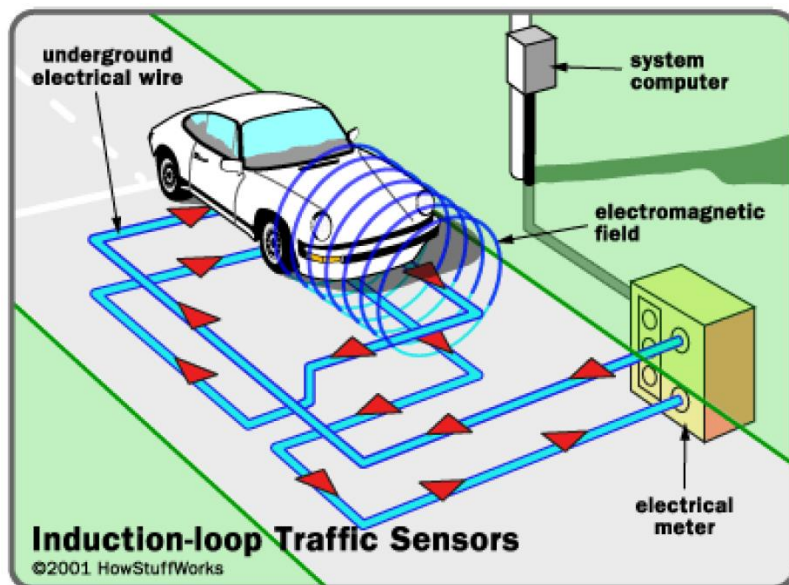


Figura 5.10: Ilustração do funcionamento do sensor tipo espira (Xavier (2008)).

5.6.2. SENSOR TIPO TAPETE

Este tipo de sensor deve ser utilizado para detecção de presença dos peões, permitindo cancelar a chamada do verde de um grupo semafórico se até à altura de chamada o sensor deixar de detetar a presença. O princípio de funcionamento baseia-se no efeito de Doppler

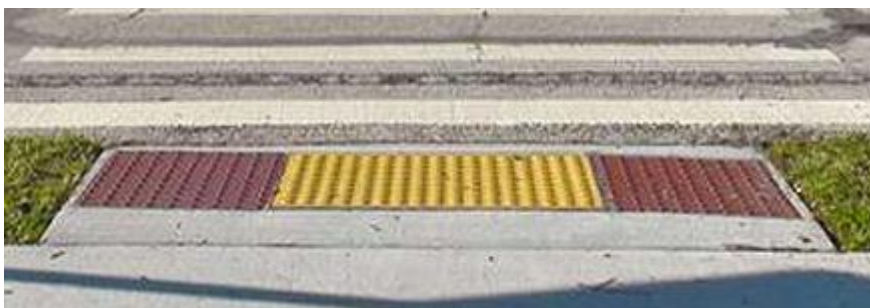


Figura 5.11: Sensor tipo tapete (Google Images 2016).

5.6.3. CONTROLADOR

O controlador é o equipamento presente em todas as interseções reguladas por sinais luminosos atuados. É este elemento que, depois de programado, estabelece a lógica de atribuição dos sinais luminosos a cada corrente dependendo das detecções dos sensores inseridos na interseção. O equipamento possui também a capacidade de emitir mensagens de alarme em situações de avaria de algum dos equipamentos e permite a gestão dos dados relacionados com os volumes de tráfego detetados pelos sensores.



Figura 5.12: Exemplo de um controlador (website:faroldesinalizacao).

5.6.4. LOCALIZAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

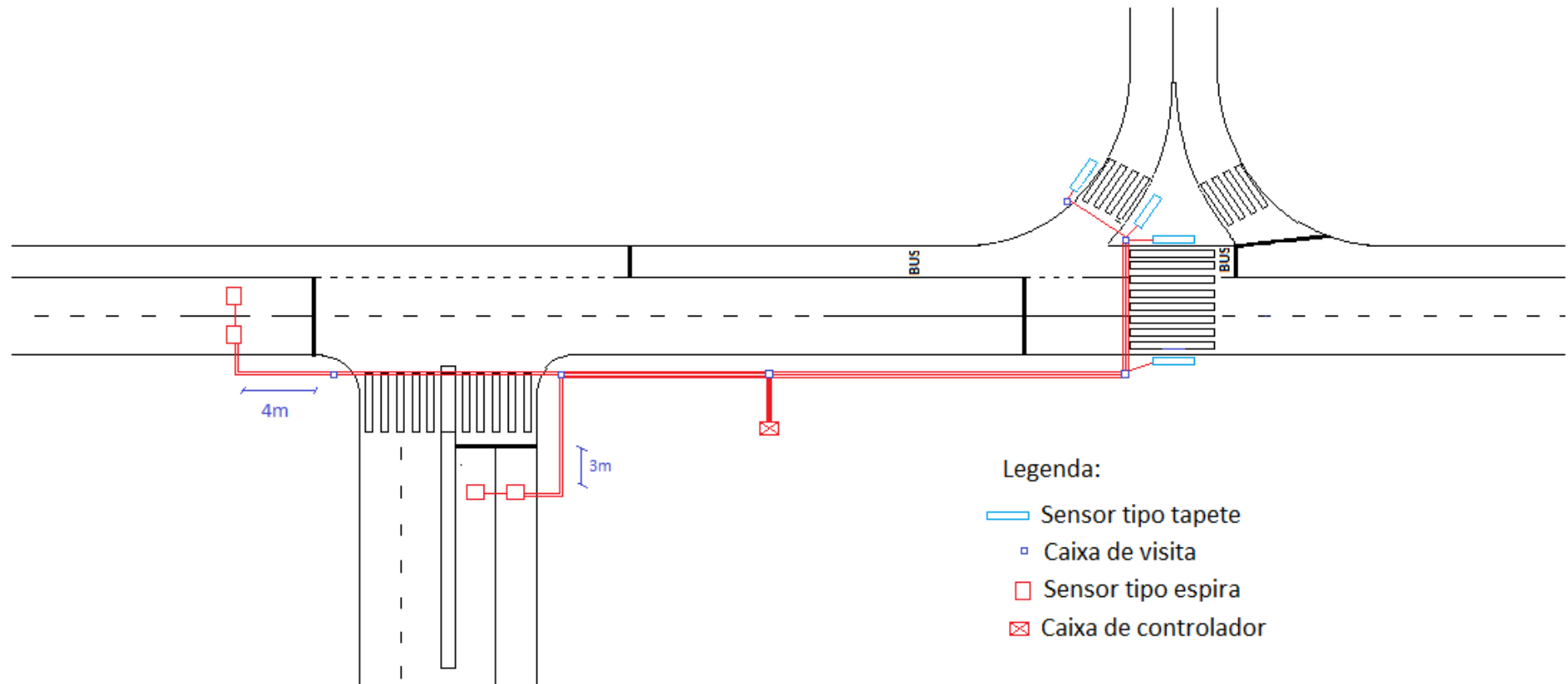


Figura 5.13: Localização dos novos equipamentos no terreno.

5.6.5. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

A estimativa foi realizada considerando a existência prévia de equipamentos no local. Como tal, considera-se necessário introduzir apenas os sensores da regulação escolhida e as respetivas ligações ao controlador existente.

Tabela 5.15: Estimativa orçamental

Descrição	Unidade	Preço Uni.	Qt.	Preço
Detetor - Espira	un.	270.00 €	4	1080.00 €
Detetor - Tapete	un.	300.00 €	4	1200.00 €
Abertura e reposição de pavimento	un.	250.00 €	4	1000.00 €
Abertura e tapamento de valas em passeio c/ reposição de mosaico	m	16.00 €	72	1152.00 €
Abertura e tapamento de valas em pavimento	m	45.00 €	30	1350.00 €
Cabos VAV	m	2.00 €	340	680.00 €
Tubo PVC 63	m	2.80 €	102	285.60 €
Total				6747.60 €

6

CONCLUSÃO

6.1. APRECIÇÃO DO ESTUDO DESENVOLVIDO

No presente trabalho realizou-se uma aplicação dos conhecimentos atuais da temática de regulação de sinais luminosos em interseções isoladas, primeiramente com a aplicação de um método de regulação a tempos fixos, nomeadamente o Método Australiano Adaptado, com a obtenção dos tempos de verde ótimos para as correntes críticas, para posteriormente utilizar esses mesmos valores para obter uma regulação atuada na mesma interseção aplicando algumas das técnicas existentes das quais se destacam a extensão das correntes com origem a montante da Rua Dr. Roberto Frias (corrente FEP) e correntes com origem a montante da Rua D. Frei Vicente da Soledade e Castro (correntes FEUP) e a ativação seletiva das correntes pedonais. Através de um conjunto de simulações em que se variaram as distâncias dos sensores colocados nas correntes e os tempos de extensão de verde, foi possível concluir que uma menor extensão do tempo de verde permite uma melhor resposta aos fluxos da hora de ponta por reduzir a duração dos tempos de verde não saturado.

Verificou-se também que em termos globais é preferível atribuir uma certa prioridade à corrente FEP visto que, sendo a corrente que apresenta maiores volumes, é a que mais influencia as variações do atraso total na interseção.

Juntamente com as considerações acima descritas concluiu-se que, tendo em consideração um desfasamento de 3 segundos entre o fim de verde da corrente FEP e da corrente Centro que representa o local de saída da interseção por parte das correntes de veículos, a melhor solução em termos de atraso global é a colocação dos sensores da corrente FEP a 4 metros da linha de paragem. Em períodos de ponta a duração de verde mínimo apresenta uma reduzida influência pois as correntes encontram-se saturadas de forma que a duração dos verdes dessas correntes tenderá a aproximar-se dos valores máximos admitidos. Considerou-se tanto para a corrente FEP como as correntes FEUP um verde mínimo de 10 segundos para permitir o atravessamento dos peões em segurança nos atravessamentos que entram em conflito com essas correntes.

Num segundo passo, devido à proximidade da interseção com as faculdades e transportes públicos, foi implementada uma estratégia de extensão do tempo de verde das correntes pedonais. Sem surpresa nenhuma esta solução implica um aumento do atraso sofrido pelos veículos pelo que é necessário um aprofundado estudo das correntes pedonais com objetivo de verificar a necessidade de implementação da estratégia.

Uma outra estratégia que foi impossível reproduzir em simulação é a de atribuição de prioridade aos veículos prioritários, nomeadamente ambulâncias. Claramente esta solução introduz na interseção ciclos em que não se verifica a dissipação da fila de espera de algumas correntes. Contudo, o objetivo da

estratégia é acima de tudo garantir que o veículo prioritário recebe o sinal de verde o mais cedo possível pelo que apresenta uma exceção à verificação do acréscimo dos atrasos. Como a interseção é um dos eixos principais de acesso ao Hospital São João justifica-se a colocação, nas proximidades da interseção, de sensores que identifiquem o sinal emitido pelos *transponders* dos veículos prioritários para antecipar o sinal de verde da corrente em que o veículo prioritário circula.

Comprovou-se também que existe algumas alterações nos volumes e movimentos preferenciais entre o período da manhã e da tarde, que contribuíram para uma alteração a nível da duração do ciclo ótimo e dos tempos de verde das correntes críticas.

Por último é de salientar que o estudo foi realizado considerando a interseção sem influências da restante rede, o que na realidade em horas de ponta pode não ser verificar. Através da observação direta do local foi possível comprovar que, devido à relativa proximidade com outra interseção, localizada a jusante na Rua Dr. Roberto Frias, existe a possibilidade das filas de espera dessa interseção se propagarem ao ponto de afetarem as correntes da interseção em estudo, potenciando congestionamento da zona de espera da corrente Centro, daí se verificar que na realidade foram aplicados sensores intermédios que garantem que as correntes FEP e FEUP não recebem o respetivo sinal de verde sem que se verifique o escoamento dos veículos nessa zona de espera. Contudo, considerando os volumes obtidos nas contagens como representativos, esta situação não se verificou. Não obstante, e devido à influência das interseções próximas, deve ser adotado um plano de regulação em que os sinais de verde sejam coordenados.

6.2. PERSPETIVAS FUTURAS

A temática de regulação de interseções com recurso a sinais luminosos será tendencialmente mais aprofundada acompanhando a evolução tecnológica, permitindo criar soluções de otimização cada vez mais precisas assim como melhorar a pormenorização dos programas de simulação existentes no mercado. Juntamente com as alterações sofridas ao nível do planeamento e das políticas de mobilidade é de prever significativas mudanças ao nível da regulação dos sinais luminosos e da própria geometria das interseções, optando cada vez mais por soluções que priorizam os movimentos pedonais e as correntes de transportes públicos.

BIBLIOGRAFIA

Gonçalves, Ivo Emanuel Machado, (2013). *Metodologias Para Avaliação das condições de circulação em interseções controladas por sinais luminosos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Macedo, Joaquim Miguel Gonçalves. (2005). *Seleção da Tipologia de Cruzamentos em Função da Procura*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Moniz, Carla Sofia Martins. (2007). *O Congestionamento de Intersecções e o uso de Vias Individualizadas Dinâmicas*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa.

Pires da Costa, Américo Henrique, Seco, Álvaro Jorge da Maia, Vasconcelos, António Luis Pimentel, (2008). Capítulo 7 – Sinais Luminosos. Em *Manual do Planeamento de Acessibilidade e Transportes, Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte*.

PTV AG, (2015). *PTV Vissim 8 User Manual*. PTV AG. Karlsruhe.

Sebenta de Circulação e Transportes 2, Secção de Vias de Comunicação do Departamento de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2015.

TRB, (2010). *HCM 2010 Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.

Xavier, Romeu Filipe de Castro. (2008). *Projecto de Regulação Luminosa: Intersecções Reguladas por Sinais Luminosos de Comando Actuado ou Semi-Actuado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Websites:

https://trlsoftware.co.uk/products/junction_signal_design/transyt/summary_of_new_features
(14/06/2016)

<http://www.sidrasolutions.com/> (14/06/2016)

<http://vision-traffic.ptvgroup.com/en-us/products/ptv-vissim/> (14/06/2016)

http://www.webpages.uidaho.edu/ce474/Lab_files/Fall%2006/Lab%205%20HILS%20and%20VAP%20green%20time%20utilization%20Tutorial.pdf (01/06/2016)

http://www.farolsinalizacao.com.br/controlador_semaforico_digital_microprocessado.asp (15/06/2016)

ANEXOS

A.1 CONTAGENS DO TRABALHO DE CAMPO

A.1.1. RUA DR. ROBERTO FRIAS PERÍODO 8:30-9:30

VIA EXCLUSIVA

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	179	178	143	145	645
pesados	3	3	2	2	10
autocarros	1	1	0	0	2
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	3	4	5	5	17
mercadorias	0	0	1	1	2

VIA PARTILHADA MOVIMENTO EM FRENTE

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	92	69	62	63	286
pesados	1	3	2	2	8
autocarros	5	4	3	3	15
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	0	3	1	1	5
mercadorias	1	0	1	0	2

VIA PARTILHADA MOVIMENTO DE VIRAGEM À DIREITA

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	101	113	89	99	402
pesados	0	1	0	0	1
autocarros	0	0	0	1	1
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	2	7	6	8	23
mercadorias	0	0	0	0	0

A.1.2.RUA DR. ROBERTO FRIAS PERÍODO 17:30-18:30

VIA EXCLUSIVA

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	145	142	183	166	636
pesados	3	0	0	0	3
autocarros	1	2	0	3	6
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	3	4	1	1	9
mercadorias	1	0	1	2	4

VIA PARTILHADA MOVIMENTO EM FRENTE

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	101	81	74	73	329
pesados	2	1	0	0	3
autocarros	4	7	4	4	19
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	0	1	1	4	6
mercadorias	3	0	3	0	6

VIA PARTILHADA MOVIMENTO VIRAGEM À DIREITA

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	66	74	113	94	347
pesados	0	0	0	0	0
autocarros	0	0	0	0	0
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	1	4	0	7	12
mercadorias	0	1	0	1	2

A.1.3 RUA D. FREI VICENTE DA SOLEDADE E CASTRO PERÍODO 8:30-9:30

VIA MOVIMENTO VIRAGEM À ESQUERDA

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	75	45	67	42	229
pesados	0	0	0	1	1
autocarros	0	0	0	0	0
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	1	1	0	0	2
mercadorias	1	0	0	1	2

VIA MOVIMENTO VIRAGEM À DIREITA

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	84	102	103	82	371
pesados	0	1	0	0	1
autocarros	2	4	0	2	8
bicicletas	0	1	0	0	1
2 rodas c/motor	0	0	3	5	8
mercadorias	0	0	0	0	0

A.1.4 RUA D. FREI VICENTE DA SOLEDADE E CASTRO PERÍODO 17:30-18:30

VIA MOVIMENTO VIRAGEM À ESQUERDA

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	58	61	46	70	235
pesados	0	0	2	0	2
autocarros	0	0	0	0	0
bicicletas	0	1	0	0	1
2 rodas c/motor	2	4	1	4	11
mercadorias	0	0	0	0	0

VIA MOVIMENTO VIRAGEM À DIREITA

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	67	101	98	82	348
pesados	1	0	0	0	1
autocarros	2	1	2	0	5
bicicletas	0	0	0	1	1
2 rodas c/motor	4	2	3	0	9
mercadorias	1	0	0	0	1

A.1.5 LIGAÇÃO RUA DR. ROBERTO FRIAS/DR. PLÁCIDO DA COSTA PERÍODO 8:30-9:30

VIA EXCLUSIVA

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	132	118	113	104	467
pesados	1	3	2	2	8
autocarros	6	4	3	3	16
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	0	3	2	3	8
mercadorias	1	0	1	0	2

VIA PARTILHADA MOVIMENTO EM FRENTE

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	Total
ligeiros	21	43	64	32	160
pesados	3	3	2	2	10
autocarros	1	0	0	0	1
bicicletas	0	1	0	0	1
2 rodas c/motor	0	1	3	8	12
mercadorias	0	0	1	1	2

VIA PARTILHADA MOVIMENTO VIRAGEM À ESQUERDA

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	202	189	131	154	676
pesados	0	1	0	0	1
autocarros	1	4	0	2	7
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	3	3	4	0	10
mercadorias	0	0	0	0	0

A.1.6 LIGAÇÃO RUA DR. ROBERTO FRIAS/DR. PLÁCIDO DA COSTA PERÍODO 17:30-18:30

VIA EXCLUSIVA

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	134	131	122	114	501
pesados	2	1	0	0	3
autocarros	5	7	5	4	21
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	2	2	2	4	10
mercadorias	3	0	3	0	6

VIA PARTILHADA MOVIMENTO EM FRENTE

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	91	82	107	89	369
pesados	4	0	0	0	4
autocarros	2	1	1	0	4
bicicletas	0	0	0	1	1
2 rodas c/motor	4	4	2	1	11
mercadorias	2	0	1	2	5

VIA PARTILHADA MOVIMENTO VIRAGEM À ESQUERDA

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	88	111	126	118	443
pesados	0	0	0	0	0
autocarros	0	2	0	3	5
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	1	1	1	0	3
mercadorias	0	0	0	0	0

A.1.7. VIA TRANSPORTES PÚBLICOS PERÍODO 8:30-9:30

MOVIMENTO EM FRENTE

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	5	1	3	4	13
pesados	0	0	0	0	0
autocarros	5	1	3	3	12
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	0	0	0	0	0
mercadorias	0	0	0	0	0

MOVIMENTO DE VIRAGEM À DIREITA

Classe	8:30-8:45	8:45-9:00	9:00-9:15	9:15-9:30	total
ligeiros	4	3	8	1	16
pesados	0	0	0	0	0
autocarros	1	0	0	0	1
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	0	0	0	0	0
mercadorias	0	0	0	0	0

A.1.8. VIA TRANSPORTES PÚBLICOS PERÍODO 17:30-18:30

MOVIMENTO EM FRENTE

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	3	7	3	2	15
pesados	0	0	0	0	0
autocarros	3	1	2	3	9
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	0	0	0	0	0
mercadorias	0	0	0	0	0

MOVIMENTO DE VIRAGEM À DIREITA

Classe	17:30-17:45	17:45-18:00	18:00-18:15	18:15-18:30	total
ligeiros	2	1	1	2	6
pesados	0	0	0	0	0
autocarros	0	0	0	0	0
bicicletas	0	0	0	0	0
2 rodas c/motor	0	0	0	0	0
mercadorias	0	0	0	0	0

A.2 DÉBITOS DE SATURAÇÃO TEÓRICOS

A.2.1 RUA DR. ROBERTO FRIAS PERÍODO 8:30-9:30

VIA EXCLUSIVA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	1
tráfego		ft	0,996697
viragens	15m	fd	0,909091
		s	1666

VIA PARTILHADA MOVIMENTO EM FRENTE

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	0,931055
viragens		fd	1
		s	1627

VIA PARTILHADA MOVIMENTO DE VIRAGEM À DIREITA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	1,027677
viragens	5,5m	fd	0,785714
		s	1411

O débito da via partilhada é dado por

$$s = \frac{396 + 412}{\frac{396}{1627} + \frac{412}{1411}} = 1509 \text{ veic/h}$$

O débito da corrente dos três movimentos é dado por $s = 1509 + 1824 = 3333 \text{ veic/h}$

A.2.2. RUA DR. ROBERTO FRIAS PERÍODO 17:30-18:30

VIA EXCLUSIVA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	classe B	fz	1
local via		fp	1
tráfego		ft	0,990218
viragens		fd	1
		s	1821

VIA PARTILHADA MOVIMENTO EM FRENTE

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	0,942123
viragens		fd	1
		s	1646

VIA PARTILHADA MOVIMENTO VIRAGEM À DIREITA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	1,017475
viragens	5,5m	fd	0,785714
		s	1397

O débito da via partilhada é dado por

$$s = \frac{328 + 452}{\frac{328}{1646} + \frac{452}{1397}} = 1491 \text{ veic/h}$$

O débito da corrente dos três movimentos é dado por $s = 1491 + 1821 = 3312 \text{ veic/h}$

A.2.3 RUA FREI VICENTE DA SOLEDADE E CASTRO PERÍODO 8:30-9:30

VIA DE MOVIMENTO VIRAGEM À ESQUERDA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	1
tráfego		ft	0,995321
viragens	8m	fd	0,842105
		s	1542

VIA DE MOVIMENTO VIRAGEM À DIREITA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	0,990578
viragens	5,5m	fd	0,785714
		s	1360

A.2.4 RUA FREI VICENTE DA SOLEDADE E CASTRO PERÍODO 17:30-18:30

VIA DE MOVIMENTO VIRAGEM À ESQUERDA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	1
tráfego		ft	1,019656
viragens	8m	fd	0,842105
		s	1579

VIA DE MOVIMENTO VIRAGEM À DIREITA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	0,998359
viragens	5,5m	fd	0,785714
		s	1371

A.2.5 LIGAÇÃO RUA DR. ROBERTO FRIAS/DR. PLÁCIDO DA COSTA PERÍODO 8:30-9:30

VIA EXCLUSIVA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	0,956837
viragens		fd	1
		s	1672

VIA PARTILHADA MOVIMENTO EM FRENTE

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	1
tráfego		ft	0,963731
viragens		fd	1
		s	1772

VIA PARTILHADA MOVIMENTO VIRAGEM À ESQUERDA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	1
tráfego		ft	0,996697
viragens	15m	fd	0,909091
		s	1666

O débito da via partilhada é dado por

$$s = \frac{100 + 824}{\frac{100}{1772} + \frac{824}{1666}} = 1748 \text{ veic/h}$$

O débito da corrente dos três movimentos é dado por $s = 1748 + 1672 = 3420 \text{ veic/h}$

A.2.6 LIGAÇÃO RUA DR. ROBERTO FRIAS/DR. PLÁCIDO DA COSTA PERÍODO 17:30-18:30

VIA EXCLUSIVA

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	0,95
tráfego		ft	0,961094
viragens		fd	1
		s	1679

VIA PARTILHADA MOVIMENTO EM FRENTE

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	1
tráfego		ft	0,989204
viragens		fd	1
		s	1819

VIA PARTILHADA MOVIMENTO VIRAGEM À ESQUERDA

largura	3	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	1
tráfego		ft	0,992955
viragens	15	fd	0,909091
		s	1660

O débito da via partilhada é dado por

$$s = \frac{444 + 508}{\frac{444}{1819} + \frac{508}{1660}} = 1730 \text{ veic/h}$$

O débito da corrente dos três movimentos é dado por $s = 1730 + 1679 = 3409 \text{ veic/h}$

A.2.7. VIA TRANSPORTES PÚBLICOS PERÍODO 8:30-9:30

VIA DE MOVIMENTO EM FRENTE

largura	3m	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	0,675676
viragens		fd	1
		s	1180

VIA DE MOVIMENTO VIRAGEM À DIREITA

largura	3	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	0,944444
raio de viragem	15	fd	0,909091
		s	1500

O débito da via partilhada é dado por

$$s = \frac{40 + 20}{\frac{40}{1180} + \frac{20}{1500}} = 1270 \text{ veic/h}$$

A.2.8. VIA TRANSPORTES PÚBLICOS PERÍODO 17:30-18:30

VIA DE MOVIMENTO EM FRENTE

largura	3	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via	lancil	fp	0,95
tráfego		ft	0,727273
viragens		fd	1
		s	1270

VIA DE MOVIMENTO VIRAGEM À DIREITA

largura	3	fw	0,968
declive	0	fi	1
local interseção	Classe B	fz	1
local via		fp	0,95
tráfego		ft	1
viragens	15	fd	0,909091
		s	1588

O débito da via partilhada é dado por

$$s = \frac{20 + 4}{\frac{20}{1270} + \frac{4}{1588}} = 1313 \text{ veic/h}$$

A.3 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

Distância sensor	Distância sensor	Extensão corrente FEP	Extensão correntes FEUP	Atraso médio	Atraso médio corrente FEUP Direita	Atraso Médio Global
---------------------	---------------------	-----------------------------	-------------------------------	-----------------	--	---------------------------

corrente FEP (m)	correntes FEUP (m)	(s)	(s)	corrente FEP (s)	(s)	(s)
3	3	2	2	15.20	27.92	17.91
3	3	2	3	15.73	26.14	17.98
3	3	2	4	16.84	28.24	19.18
3	3	3	2	13.36	30.97	17.60
3	3	3	3	14.05	31.64	18.11
3	3	3	4	15.24	30.07	18.10
3	3	4	2	13.20	33.41	17.74
3	3	4	3	13.50	36.49	18.87
3	3	4	4	34.23	37.22	19.40
3	4	2	2	14.39	27.06	17.12
3	4	2	3	15.77	27.28	18.25
3	4	2	4	15.88	27.62	18.40
3	4	3	2	13.20	30.39	17.31
3	4	3	3	14.26	32.93	18.49
3	4	3	4	14.52	30.16	18.09
3	4	4	2	12.84	33.95	17.89
3	4	4	3	14.68	34.57	18.24
3	4	4	4	14.23	35.21	19.07
3	4	5	3	13.99	35.24	19.08
4	3	2	2	14.55	25.47	17.02
4	3	2	3	15.94	27.49	18.34
4	3	2	4	16.50	23.80	18.98
4	3	3	2	13.30	31.15	17.56
4	3	3	3	14.26	30.44	18.19
4	3	3	4	14.48	30.71	18.18
4	3	4	2	13.01	34.06	18.08
4	3	4	3	13.27	36.52	18.82
4	3	4	4	14.17	37.65	19.59
4	4	2	2	14.64	28.08	17.46
4	4	2	3	15.68	27.51	18.23
4	4	2	4	17.16	27.85	19.40
4	4	3	2	13.17	30.73	17.31
4	4	3	3	14.29	32.95	18.51
4	4	3	4	14.90	31.02	18.58
4	4	4	2	12.86	33.53	17.84

Distância sensor corrente FEP (m)	Distância sensor correntes FEUP (m)	Extensão corrente FEP (s)	Extensão correntes FEUP (s)	Atraso médio corrente FEP (s)	Atraso médio corrente FEUP Direita (s)	Atraso Médio Global (s)
4	4	4	3	13.13	34.71	18.29
4	4	4	4	14.33	33.46	18.68
5	3	2	2	14.66	25.23	17.07
5	3	2	3	15.81	26.87	18.05
5	3	2	4	16.38	28.47	19.00
5	3	3	2	14.03	30.13	17.94
5	3	3	3	14.53	31.29	18.39
5	3	3	4	15.37	30.73	18.76
5	3	4	2	12.74	34.50	17.91
5	3	4	3	13.54	36.26	18.88
5	3	4	4	14.03	35.80	19.09
5	4	2	2	14.71	27.01	17.47
5	4	2	3	16.03	26.44	18.13
5	4	2	4	15.13	27.42	17.71
5	4	3	2	13.32	32.24	17.65
5	4	3	3	14.67	31.69	18.58
5	4	3	4	15.11	29.97	18.40
5	4	4	2	11.09	32.95	17.78
5	4	4	3	13.96	34.91	18.78
5	4	4	4	14.35	33.71	18.74
Tempos fixos				18.17	38.82	21.86

